



UNIVERSIDAD  
**NACIONAL**  
DE COLOMBIA

# **Influencia de la succión en la deformación cortante de suelos lateríticos**

**Gabriel Ricardo Pérez Arango**

Universidad Nacional de Colombia  
Facultad de Ingeniería  
Área Curricular de Ingeniería Civil y Agrícola  
Bogotá D.C., Colombia  
2017



# **Influencia de la succión en la deformación cortante de suelos lateríticos**

**Gabriel Ricardo Pérez Arango**

Tesis de investigación presentada como requisito parcial para optar al título de:

**Magister en Ingeniería - Geotecnia**

Director:

Julio Esteban Colmenares Montañez

Ingeniero Civil, MG, MSc, DIC, PhD

Profesor Titular

Línea de Investigación:

Investigación Básica en Suelos Residuales

Grupo de Investigación:

Grupo de Investigación en Suelos Residuales y Parcialmente Saturados

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Ingeniería

Área Curricular de Ingeniería Civil y Agrícola

Bogotá D.C., Colombia

2017



*A Dios y a mis padres; María Olga, Nelson y Ana Teresa, porque su esfuerzo, su constancia y su firme confianza en mí, me han alentado en cada etapa de mi vida.*

*A mis hermanos porque sus enseñanzas han aportado a mi formación.*

*A mí querida Jenny...*

*Disciplina y percepción. La práctica obliga a la memoria, luego, la dedicación de un espacio o tiempo adecuado obliga a la inspiración.*



## **Agradecimientos**

El autor expresa su más sincero agradecimiento al Ingeniero Julio Esteban Colmenares, por su oportuna y acertada guía durante el desarrollo de este trabajo.

A la Ingeniera Carol Murillo, por permitirme participar en diferentes proyectos de investigación de los cuales se derivó el presente trabajo.

Al ingeniero José Vicente Amórtegui, por su valiosa orientación en el uso y recuperación del equipo de corte simple del laboratorio de geotécnia.

A los profesores Feliz Hernández, Jorge Pineda y Guillermo Ávila, porque sus aportes y cuestionamientos permitieron realizar importantes mejoras a este trabajo.

A mis compañeros de la maestría, en especial a Carlos Torres, Leonel Cotes y Carlos Reina, por su apoyo, buena disposición para el trabajo y sus aportes a esta tesis.





## Resumen

Los suelos lateríticos se encuentran en regiones tropicales y subtropicales húmedas. Se caracterizan por la ausencia de bases y sílice, alto contenido de hierro y óxidos e hidróxidos de aluminio. Estos suelos son comúnmente utilizados en ingeniería civil como material de relleno para diversas estructuras geotécnicas tales como pavimentos de carreteras, terraplenes, vertederos de residuos, obras de construcción y recuperación de tierras en áreas tropicales y semi-tropicales. Sin embargo, este tipo de suelos a menudo tiene problemas relacionados con la pérdida de resistencia al corte como consecuencia de cambios en la succión. Se estudió la influencia de la succión sobre la resistencia al corte de un suelo laterítico, con alto contenido de arcilla. Se utilizó un aparato de corte simple, capaz de rotar los ejes de esfuerzos principales durante la etapa de corte, mientras que la muestra de suelo es mantenida bajo condiciones de deformación plana. La curva de retención de agua de estos suelos es bimodal. Se encontró que el segundo valor de entrada de aire establece un límite entre el comportamiento dúctil y frágil del suelo analizado. Identificar este punto de cambio en el suelo mediante la SWRC bimodal, permite establecer un límite para evaluar el comportamiento del material dependiendo del lado en el que se encuentre. La resistencia del material está asociada principalmente a la microestructura del material y al efecto que tiene la succión en la rigidez del material.

**Palabras clave:** Suelos lateríticos, suelos parcialmente saturados, succión, esfuerzo de corte, ensayo de corte simple directo.

## Abstract

Lateritic soils are located in humid tropical and subtropical regions. They are characterized by absence of bases and silica, and high content of iron and aluminum oxides and hydroxides. Those soils are commonly used in civil engineering as filler material for various geotechnical structures such as road pavements, embankments, waste landfills, construction and land reclamation works in tropical and semi-tropical areas. However, this kind of soils often has problems related to the loss of shear strength as a consequence of changes in suction. The influence of suction on the shear strength of a lateritic soil, with high clay content, was studied. A simple shear apparatus, which rotates the major principal stress axis during shearing, while the soil specimen is kept under plane strain conditions, was used. The Soil Water Retention Curve revealed a bimodal behavior. It was found that the first air entry value establishes a boundary between the ductile and fragile behavior of the soil analyzed. Identifying this point of change in soil with SWRC bimodal, allows establishing a boundary to evaluate the behavior of the material depending on the side in which it is. The strength of the material is mainly associated with the microstructure of the material and the effect of the suction on the rigidity of the material.

**Keywords:** Lateritic soil, unsaturated soil, suction, Shear strength, direct simple shear test

# Contenido

	Pág.
<b>Resumen .....</b>	<b>IX</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>X</b>
<b>Contenido .....</b>	<b>XI</b>
<b>Lista de figuras .....</b>	<b>XIV</b>
<b>Lista de tablas .....</b>	<b>XVIII</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>19</b>
<b>2. SUELOS LATERÍTICOS Y SU USO .....</b>	<b>23</b>
2.1 SUELOS LATERÍTICOS .....	23
2.1.1 Formación de suelos lateríticos .....	24
2.1.2 Características principales .....	27
2.1.3 Perfil de meteorización .....	30
2.1.4 Evaluación de la Intensidad de meteorización a partir de índices químicos. ....	32
2.2 USOS EN LA INGENIERÍA .....	33
2.2.1 Viviendas .....	33
2.2.2 Templos .....	34
2.2.3 Vías.....	35
2.3 OBSERVACIONES FINALES .....	37
<b>3. MARCO TEORICO.....</b>	<b>39</b>
3.1 INTERACCIÓN SUELO AGUA .....	40
3.1.1 Fases del suelo.....	40
3.2 FENÓMENO DE CAPILARIDAD .....	43
3.3 SUCCIÓN EN EL SUELO .....	45
3.3.1 Succión Matricial ( $u_a - u_w$ ).....	45
3.3.2 Succión Osmótica ( $\pi$ ) .....	46
3.3.3 Succión Total ( $\psi$ ).....	46
3.4 RETENCIÓN DE AGUA EN EL SUELO .....	47
3.4.1 Descripción de la Curva de Retención suelo – agua (SWRC) .....	47
3.4.2 Modelos matemáticos de interpretación de la curva de retención .....	50
3.5 RESISTENCIA AL CORTE DE LOS SUELOS .....	53
3.5.1 Teoría de la resistencia al corte en suelos .....	54
3.5.2 Resistencia al corte en suelos parcialmente saturados .....	56
3.5.3 Corte puro y corte simple .....	59

3.5.4	Variables que intervienen en la resistencia al corte. ....	60
3.6	MODULO DE CORTE (G).....	63
3.6.1	Definición y características.....	64
3.6.2	Factores que afectan el módulo de corte (G) .....	67
3.7	CORTE SIMPLE Y LA INFLUENCIA DE LA SUCCIÓN EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS.....	70
3.7.1	Antecedentes del equipo de corte simple .....	70
3.7.2	Influencia de la succión en las propiedades mecánicas medidas en ensayos de corte.....	74
3.8	OBSERVACIONES FINALES .....	77
<b>4.</b>	<b>CARACTERIZACIÓN DEL SUELO Y PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL .....</b>	<b>79</b>
4.1	PROCEDENCIA DEL SUELO.....	80
4.1.1	Exploración y muestreo.....	80
4.1.2	Geología de la zona de estudio .....	83
4.1.3	Caracterización geotécnica básica .....	85
4.1.4	Distribución del tamaño de las partículas .....	85
4.1.5	Mineralogía .....	86
4.1.6	Curva de compactación.....	90
4.1.7	Perfil del suelo .....	91
4.2	PREPARACIÓN DE MUESTRAS .....	92
4.2.1	Muestras para determinar la SWRC .....	92
4.2.2	Muestras para corte simple .....	93
4.3	EQUIPO DE LABORATORIO UTILIZADO .....	94
4.3.1	Papel de Filtro.....	94
4.3.2	Potenciómetro de punto de rocío .....	95
4.3.3	Equipo de corte simple .....	96
4.4	PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL .....	100
4.4.1	Obtención de la curva de retención con papel filtro .....	100
4.4.2	Obtención de la curva de retención con el equipo Potenciómetro .....	102
4.4.3	Ensayo de corte simple .....	104
4.5	OBSERVACIONES FINALES .....	107
<b>5.</b>	<b>RESULTADOS EXPERIMENTALES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>109</b>
5.1	CURVA DE RETENCIÓN SUELO – AGUA.....	109
5.1.1	SWRC mediante potenciómetro.....	110
5.1.2	SWRC mediante la técnica del papel filtro.....	112
5.1.3	Distribución del tamaño de poros.....	114
5.1.4	Estructura del suelo.....	116
5.1.5	Modelo de interpretación de la SWRC.....	118
5.1.6	Cambios volumétricos .....	122
5.2	ENSAYO DE CORTE SIMPLE .....	124
5.2.1	Tratamiento de los datos obtenidos .....	126
5.2.2	Ajustes a los ensayos.....	127
5.2.3	Condiciones iniciales de los ensayos DSS .....	129
5.2.4	Resultados y análisis de los ensayos de corte simple .....	133
5.2.5	Estado de esfuerzos y criterio de falla .....	138
5.2.6	Estimación de los parámetros geomecánicos .....	143
5.2.7	Estado Crítico .....	147
5.2.8	Estado de esfuerzos sobre un terraplén .....	151
5.3	OBSERVACIONES FINALES .....	156

---

<b>6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>159</b>
6.1 CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL.....	159
6.2 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL .....	161
6.3 RESULTADOS OBTENIDOS.....	163
6.3.1 Curva de retención suelo agua (SWRC).....	163
6.3.2 Comportamiento volumétrico .....	164
6.3.3 Deformaciones por corte y microestructura .....	165
<b>Bibliografía .....</b>	<b>169</b>

## Lista de figuras

	Pág.
Figura 2-1. Suelo Laterizado, A: Material empleado en este trabajo, B: Suelo laterizado encontrado en superficie. ....	24
Figura 2-2. Esquema del manto de meteorización en zonas tectónicamente inactivas (tomada de Strakhov, 1967) .....	25
Figura 2-3. Perfil laterítico típico. (citado por Aleva, 1994 tomado de Millot, 1964 y Lelong, 1969) .....	31
Figura 2-4. Proceso de extracción y construcción. Parte A. Angadipuram, Kerla, India. (Aleva, 1994), Parte B. Ougadougou, Burkina Faso, W. África. (Kasthurba, R Reddy, y Reddy, 2015).....	34
Figura 2-5. Templo Angkor Wat, Camboya, Sudeste Asiático. (Recuperado de <a href="http://www.panoramio.com/photo/50061515#">http://www.panoramio.com/photo/50061515#</a> ) .....	34
Figura 2-6. Templo Ta Prohm, Camboya, Sudeste Asiático. (Recuperado de <a href="http://www.panoramio.com/photo/89449511?source=wapiyreferrer=kh.google.com#">http://www.panoramio.com/photo/89449511?source=wapiyreferrer=kh.google.com#</a> ) ....	35
Figura 2-7. Estructura del pavimento en algunas vías de Lagos, Nigeria. Tomado de (Pearson, 1970) .....	36
Figura 2-8. Laterita empleada en mezclas asfáltica. A. Probeta fallada mediante tracción indirecta, B. Material Laterítico empleado en la mezcla asfáltica. Tomado de (Cotes De la Hoz y Murillo, 2015) .....	37
Figura 3-1. Elemento de suelo parcialmente saturado con fase de aire continua: Tomado de Fredlund and Morgenstern (1977).....	41
Figura 3-2. Modelo físico de capilaridad .....	44
Figura 3-3. Descripción típica de la CCSA mostrando las distintas zonas: Tomado de (Fredlund et al., 2012). ....	48
Figura 3-4. SWRC bimodal, típica de los suelos de la región tropical. ....	50
Figura 3-5. Criterio de falla de Mohr – Coulomb (Tomado de Braja, 2010) .....	56
Figura 3-6. Envolvente de esfuerzo de corte para suelos no saturados (Tomado de Fredlund & Rahardjo (1993)) .....	57
Figura 3-7. Elemento sometido a corte puro (Tomado de Amortegui Gil et al., 1979) ....	59
Figura 3-8. Deformación por corte.....	60
Figura 3-9. Comparación entre corte puro y corte simple (Tomado de Amortegui Gil et al., 1979) .....	60

Figura 3-10. Mecanismos de absorción de agua de las superficies de arcilla (Tomado de Mitchell y Soga, 1976). .....	63
Figura 3-11. Módulo de corte $G_{\text{máx}}$ y $G_{\text{sec}}$ (Tomado de Kramer (1996)) .....	64
Figura 3-12. Rangos de deformación y modelos de análisis (tomada de Ishihara, 1996a) .....	67
Figura 3-13. Ensayos de campo y de laboratorio con sus rangos de deformación (Tomado de Arango, 1980).....	68
Figura 3-14. Esquema de los primeros equipos de corte simple. A – Kjellman (1951) , B – Roscoe (1953) y C – Bjerrum y Landva (1966).....	71
Figura 3-15. Distribución de esfuerzos sobre muestras sometidas a corte simple. A - Distribución de esfuerzos sobre la muestra (Roscoe, 1953), B - Esfuerzo normal sobre Kaolin (Budhu y Brito, 1987), C - Falla progresiva (Duncan y Dunlop, 1969).....	72
Figura 3-16. Modos de falla (de Josseling de Jong, 1971).....	73
Figura 3-17. Relación no lineal entre esfuerzo de corte y succión. A – Gan et al., (1988), B – Han y Vanapalli (2016).....	75
Figura 3-18. Cambios en la estructura del suelo debidos a sobrecargas y desplazamientos (Jennings y Burland, 1962). .....	76
Figura 4-1 Localización de los muestreos realizados sobre la vía 3802. ....	81
Figura 4-2. Recuperación de material en el muestreo 2. (a) Perfil del suelo encontrado, (b) obtención de muestras en bloque y (c) Morfología de la zona muestreada. ....	82
Figura 4-3. Perfil del suelo encontrado durante la exploración. ....	82
Figura 4-4. Geología del muestreo 2 – ovalo rojo (Tomado de las planchas 253 y 254 (SGC, 2012a, 2012b)) .....	<b>Error! Marcador no definido.</b>
Figura 4-5. Curva granulométrica obtenida para el material EV-2-A. ....	86
Figura 4-6. Imagen SEM, morfología de los minerales (Tomado de Osorio 2014) .....	87
Figura 4-7. Ensayos EDX realizados sobre el material EV-2-A. (Tomado de Osorio 2014) .....	87
Figura 4-8. Resultado de XRD sobre la muestra EV-2-A. K: Caolinita, G: Gibsita, I: Illita, Q: Cuarzo, D: Diásporo, A: Anatasa, FH: Ferrihidrita. ( Tomado de Osorio 2014) .....	88
Figura 4-9. Curva de compactación, material EV-2-A. (Elaboración propia) .....	90
Figura 4-10. Representación esquemática del perfil del suelo encontrado en el muestreo 2. (Elaboración propia) .....	91
Figura 4-11. Muestra compactada para realizar ensayo de medición de succión con la técnica del papel de filtro. ....	93
Figura 4-12. Probetas compactadas para determinar la succión en el potenciómetro. ....	93
Figura 4-13. Probetas compactadas para el ensayo de corte simple. ....	94
Figura 4-14. Equipo WP4C, marca Decagon Devices.....	96
Figura 4-15. Equipo de corte simple tipo NGI. ....	97
Figura 4-16 Dispositivo cortamuestras.....	98
Figura 4-17 Elementos del sistema de confinamiento. ....	98
Figura 4-18 Mesa de corte.....	99
Figura 4-19 Sistema de saturación y de medición de presión de poros .....	100
Figura 4-20. Montaje realizado para la medición de la succión. ....	101
Figura 4-21 Almacenamiento y estabilización de las muestras del equipo WP4C .....	103

Figura 4-22. Esquema del equipo de corte simple. (Tomado de Amortegui Gil, Robayo Mosquera, and Rojas Montenegro 1979).....	106
Figura 5-1. SWRC obtenida mediante WP4C.....	110
Figura 5-2. Probetas dañadas por variaciones abruptas en el contenido de agua, ensayadas en el potenciómetro.....	112
Figura 5-3. SWRC obtenida con papel filtro.....	113
Figura 5-4. Distribución del tamaño de poros .....	116
Figura 5-5. Curvas de compresibilidad para el material inalterado, compactado y remoldeado. ....	118
Figura 5-6. SSWRC obtenida mediante papel filtro y estimación del comportamiento basado en el modelo ajustado propuesto por Fredlund y Xing (1994).....	119
Figura 5-7. SWRC obtenidas para suelos lateríticos. (A) – Sun et al. (2016); (B) – Otalvaro et al. (2016); (C) – Bonder (2008); (D) – Aristizabal, Valencia, Guerra, Vélez, et al. (2011); (E) – Miguel y Bonder (2012) y (F) – Hernandez Moncada (2008).....	122
Figura 5-8. Variación de la relación de vacíos con la succión.....	124
Figura 5-9. Localización de los ensayos de corte simple realizados sobre la SWRC. ...	125
Figura 5-10. Aspecto de una muestra ensayada con el DSS con $\omega = 6\%$ . ....	125
Figura 5-11. Ajuste de los datos obtenidos de DSS. ....	127
Figura 5-12. Curva de calibración del plato de carga normal. ....	127
Figura 5-13. Ensayo de tensión de la membrana de látex .....	129
Figura 5-14. Ensayos DSS para diferentes contenidos de agua ( $\sigma_n = 30$ kPa).....	133
Figura 5-15. Ensayos DSS para diferentes contenidos de agua ( $\sigma_n = 50$ kPa). ....	134
Figura 5-16. Ensayos DSS para diferentes contenidos de agua ( $\sigma_n = 90$ kPa). ....	134
Figura 5-17. Ensayos DSS con $S = 45\%$ .....	136
Figura 5-18. Ensayos DSS $S = 70\%$ .....	136
Figura 5-19. Ensayo DSS con $S = 86\%$ .....	137
Figura 5-20. Ensayos DSS con $S = 91\%$ .....	137
Figura 5-21. Ensayos DSS con $S = 95\%$ .....	138
Figura 5-22. Círculos de Mohr para varios modos de falla asumidos (Tomado de Budhu, 1988) .....	139
Figura 5-23. Criterio de falla por deformación (Tomado de Fredlund y Vanapalli, 2002).....	142
Figura 5-24. Esfuerzo cortante en función del grado de saturación y del esfuerzo normal. ....	143
Figura 5-25. Variación de la cohesión y la fricción con la variación de $\sigma_n$ y la succión..	144
Figura 5-26. Variación del esfuerzo de corte con el cambio en la succión. ....	146
Figura 5-27. Trayectorias de esfuerzo en p-q y en p-s para cada grado de saturación analizado.....	149
Figura 5-28. Condiciones de esfuerzos en el ensayo de corte simple (Tomado de Lucks et al., 1972) .....	150
Figura 5-29. Momento generado por efecto de la aplicación de deformación de corte (Tomado de Shen et al., 1978).....	151
Figura 5-30. Grieta de tracción para $S = 70\%$ .....	151
Figura 5-31. Geometría de un terraplén.....	153



Figura 5-32. Condición de esfuerzos sobre el terraplén .....	154
Figura 5-33. Efecto de la meteorización sobre las propiedades ingenieriles de los suelos lateríticos. (a) – Tuncer (1976); (b) – Lohnes y Demirel (1973); (c) – Millard (1962).....	156

## Lista de tablas

Pág.

Tabla 2-1. Definiciones simplificadas de taxonomía de los suelos para los órdenes propuestos por la Soil Survey Staff (1975). .....	26
Tabla 2-2. Composición química promedio de las rocas ígneas y algunos suelos. Tomado de (Fassbender, 1987). .....	27
Tabla 3-1. Métodos de medición de la succión (Tomado de Ridley, 1993) .....	46
Tabla 3-2. Ecuaciones empíricas usadas para ajustar los datos de la curva de retención (Tomado de Fredlund et al., 2012) .....	51
Tabla 3-3. Factores que influyen el esfuerzo de corte de los suelos (Tomado de Poulos, 1989) .....	61
Tabla 3-4. Ecuaciones de relación de vacíos propuestas para determinar $G_0$ (Tomado de Ishihara, 1996) .....	69
Tabla 4-1. Resultados de laboratorio para la caracterización del material. ....	85
Tabla 4-2. Concentración de minerales para el perfil de suelo del muestreo dos – Vía 3802. (Tomado de Osorio 2014) .....	88
Tabla 4-3. Resultados de fluorescencia de rayos X. (Elaboración propia) .....	89
Tabla 4-4. Contenidos de agua evaluados para construir la curva de retención .....	102
Tabla 4-5. Calibración del papel filtro Whatman No. 42. (Tomado de Colmenares Montanez, 2002) .....	102
Tabla 4-6. Contenidos de agua propuestos para ser evaluados mediante el ensayo de corte simple .....	104
Tabla 5-1. Parámetros de ajuste del modelo propuesto por Fredlund y Xing (1994), obtenidos con la técnica del papel de filtro. ....	119
Tabla 5-2. Resultados del ensayo de corte simple para $\sigma_n = 90$ kPa y $\omega = 34\%$ .....	126
Tabla 5-3. Mediciones realizadas para la calibración del plato de carga vertical .....	128
Tabla 5-4. Muestras compactadas estáticamente, condiciones iniciales $\omega = 22\%$ .....	131
Tabla 5-5. Condiciones iniciales del ensayo. ....	132
Tabla 5-6. Variación de los parámetros mecánicos en función de la succión. ....	145
Tabla 5-7. Variación de $\phi^b$ para altas y bajas succiones. ....	146
Tabla 5-8. Evaluación de la aptitud del material para terraplén .....	152

# 1.INTRODUCCIÓN

La construcción de terraplenes viales en nuestro país se realiza con materiales seleccionados, los cuales deben tener la capacidad de soporte suficiente para que ayudados de la geometría del terraplén transmitan al suelo de fundación de manera adecuada las cargas impuestas por el tráfico, pero también deben ser capaces de asimilar bien los embates climáticos. Esta práctica se desarrolla bajo la reglamentación del gobierno nacional a través del Instituto Nacional de Vías (INVIAS) y de las Normas Técnicas Colombianas (NTC). Sin embargo, no en todas las regiones del país se dispone de materiales con las especificaciones exigidas por la normativa para la construcción de dichos terraplenes, tal es el caso de los llanos orientales, la amazonia colombiana y algunos sectores planos de la región Caribe en donde la principal fuente de abastecimiento de materiales aptos para la construcción de este tipo de estructuras se limita básicamente a la explotación de agregados pétreos y arena extraídos de los lechos de los ríos, lo cual no supe la demanda existente de estos materiales ya que también se emplean en la elaboración de concretos y morteros de pega en todo tipo de estructuras (MinMinas, 2013).

Particularmente en el departamento del Vichada, de donde proviene el material objeto de esta investigación, se presentan extensas llanuras y la disponibilidad de materiales aptos para la construcción de vías es casi nula, por lo cual los gobiernos locales han recurrido al uso de depósitos de suelos limo arcillosos los cuales son abundantes en la región pero que no cumplen con las especificaciones del INVIAS. De acuerdo con los datos obtenidos de la estación meteorológica 801390-SKPC, el departamento presenta regímenes de lluvia con comportamiento bimodal del orden de 1450 mm/año y temperaturas promedio anuales entre 24°C y 33°C, por lo que las variaciones en el contenido agua afectan con fuerza la estabilidad de los terraplenes viales y todo tipo de estructuras en tierra debilitando tanto el suelo que los conforma como el que los soporta. Históricamente, esta situación ha dejado a todo el departamento incomunicado con el

resto del país durante los periodos de lluvia (nueve meses al año), pues los terraplenes contruidos durante el verano dejan de existir antes de cumplir el primer mes de invierno a pesar de la construcción de las obras de drenaje tales como cunetas, alcantarillas, drenes longitudinales, canales, y demás obras diseñadas con el objetivo de evacuar el agua tanto de la superficie como de la estructura interna del terraplén.

Teniendo en cuenta lo anterior, es evidente que en las llanuras y demás zonas planas del país, la condición de saturación parcial es la más usual en estructuras de tierra y la que requiere mayor atención debido a los efectos adversos generados por las variaciones en el contenido de agua de los suelos (fenómenos de expansión y contracción) ya que ponen en riesgo la integridad de los terraplenes y la comodidad y seguridad de los usuarios.

Esta situación ha generado la necesidad de evaluar el comportamiento de resistencia al corte de los materiales empleados en la construcción de terraplenes al ser sometidos a variaciones en el contenido de agua, debido a que el estado de saturación parcial es el más representativo de las condiciones de campo en estos materiales, efecto causado por los cambios climáticos (humedecimiento y secado) en las mencionadas regiones del país y en otros lugares del mundo.

Durante el desarrollo de este trabajo de investigación, se realizó la recuperación y puesta en funcionamiento de un equipo de corte simple. Este equipo posee dos platos de carga, cortante y axial, mediante los cuales es capaz de aplicar esfuerzos de hasta 200 kPa sobre muestras de 8 cm de diámetro. De acuerdo con Amortegui Gil, Robayo Mosquera, y Rojas Montenegro (1979), el sistema de confinamiento empleado originalmente por el equipo utilizaba una membrana de látex reforzada con alambre característica del equipo tipo Norwegian Geotechnical Institute – NGI, pero durante su recuperación se decidió recurrir a los anillos apilados como método de confinamiento el cual fue utilizado por el equipo del Royal Swedish Geotechnical Institute – SGI, en los años 30's del siglo pasado tal como lo describe Kjellman (1951), ya que ofrece considerables ventajas en cuanto a la durabilidad y a la disponibilidad del material empleado para su construcción.

En el presente trabajo se realizó una descripción muy completa del material analizado, el cual corresponde a material laterítico, y rutina de pruebas de laboratorio, incluyendo la

caracterización física, mecánica y mineralógica del mismo. A partir del material compactado, se obtuvo la curva de retención de agua del suelo (SWRC) y teniendo en cuenta las zonas que se presentaron en dicha curva, y las restricciones del equipo, se realizaron ensayos de corte simple sobre muestras compactadas de arcilla limosa a diferentes contenidos de agua. Los resultados obtenidos facilitan la comprensión del comportamiento mecánico de los materiales compactados utilizados para la construcción de terraplenes viales y estructuras de tierra similares.

Para la realización de la investigación planteada, se ha organizado la presente tesis. La cual se compone de seis capítulos en total. La introducción ha sido incluida en el presente capítulo.

En el Capítulo 2 se presenta una revisión detallada de los suelos lateríticos, incluyendo su definición y características principales, proceso de formación, y localización geográfica. La revisión es complementada por un breve relato del uso que se le ha dado a estos materiales en algunos lugares del mundo.

El Capítulo 3 presenta el marco teórico de los suelos parcialmente saturados. En él se incluyen los conceptos básicos sobre tensión superficial y capilaridad, las metodologías más usadas para la medición de la succión, el tratamiento e interpretación de los datos, algunas las teorías de resistencia al corte en suelos y las variables que influyen en el comportamiento de los materiales bajo diferentes condiciones de saturación.

Los materiales y los métodos empleados en este trabajo son presentados en el Capítulo 4. Este capítulo presenta la procedencia del suelo, su composición mineralógica y caracterización geotécnica. Se describe el procedimiento de preparación de muestras, los equipos utilizados y el procedimiento de ensayo empleada con cada uno de ellos.

Los resultados y los análisis de resultados son presentados en el Capítulo 5. Con la ayuda de tablas y graficas se realiza la interpretación de todos los resultados obtenidos mediante esta investigación.

Por último, se presentan las conclusiones en el Capítulo 6. La investigación realizada también sugiere algunas recomendaciones y propuestas para futuras investigaciones.



## **2.SUELOS LATERÍTICOS Y SU USO**

Los agentes de meteorización (el agua, el viento, la temperatura y la acción de la gravedad) actúan con mayor o con menor intensidad sobre los materiales térreos, en función de su localización geográfica y las condiciones medioambientales características de cada sitio. Particularmente, en la región tropical el tipo de meteorización más común es la laterización, la cual ha formado a cerca de la tercera parte de los suelo de esta región (Sánchez, 1981), ofreciendo así, una enorme cantidad de material que espera ser aprovechado de alguna manera.

Considerando que los suelos lateríticos son materiales de características ingenieriles especiales, dada su particular composición mineralógica enriquecida por óxidos y sesquióxidos de hierro y de aluminio, a continuación se presenta un estado del conocimiento sobre su origen y procesos que intervienen en su formación, su localización geográfica, clasificación, perfil representativo, comportamiento mecánico y el uso que se le ha dado a estos materiales. Conocer estos antecedentes permite hacerse una idea de las características físicas y mecánicas del material, así como divisar los posibles usos que se le podrían dar a este tipo de material.

### **2.1 SUELOS LATERÍTICOS**

Los suelos lateríticos son materiales térreos que han sido expuestos durante largos periodos de tiempo a condiciones de saturación y temperaturas elevadas, esta exposición produce en el suelo un enriquecimiento de óxidos e hidróxidos de hierro y aluminio que contrasta con el bajo contenido de sílice y la ausencia de otros minerales comunes en el suelo (Ca, Mg, Na, K, etc.); es un material poroso, su coloración varía de amarilla a roja y se forma en las áreas húmedas tropicales (Schellmann, 1986). Teniendo en cuenta lo anterior, la laterización no hace referencia a un tipo suelo específico sino a

un tipo de meteorización que puede afectar a cualquier material térreo (suelo o roca) si las condiciones de temperatura ( $24 - 40^{\circ}\text{C}$ ), lluvia ( $>1200\text{mm/año}$  con periodos de lluvia promedio de nueve meses al año) y topografía son las adecuadas (Aleva, 1994).

Mediante el proceso de laterización, el suelo es sometido a condiciones extremas de saturación y secado (insolación), lo que genera, en uno o en varios de los horizontes más superficiales la remoción, mediante disolución, de las bases y la sílice que hacen parte del suelo. Posteriormente, los minerales más solubles son transportados por el agua drenada hacia otro lugar, dejando en el horizonte meteorizado, los minerales lixiviados que corresponden básicamente a sesquióxidos de hierro y aluminio que son menos solubles. Estos óxidos e hidróxidos, una vez aglomerados, se cementan al ser sometidos a periodos de insolación, de esta forma el suelo adquiere las características físicas y mecánicas como son su color, textura, fábrica y dureza. En la Figura 2-1, se presenta el suelo laterítico (A) empleado en este trabajo caracterizado por su color amarillo y grano fino. En la parte (B) de la figura, la forma lobular de sus granos y las aglomeraciones de minerales de hierro y aluminio, presentan un suelo con mayor grado de laterización encontrado en superficie.

Figura 2-1. Suelo Laterizado, A: Material empleado en este trabajo, B: Suelo laterizado encontrado en superficie.



### 2.1.1 Formación de suelos lateríticos

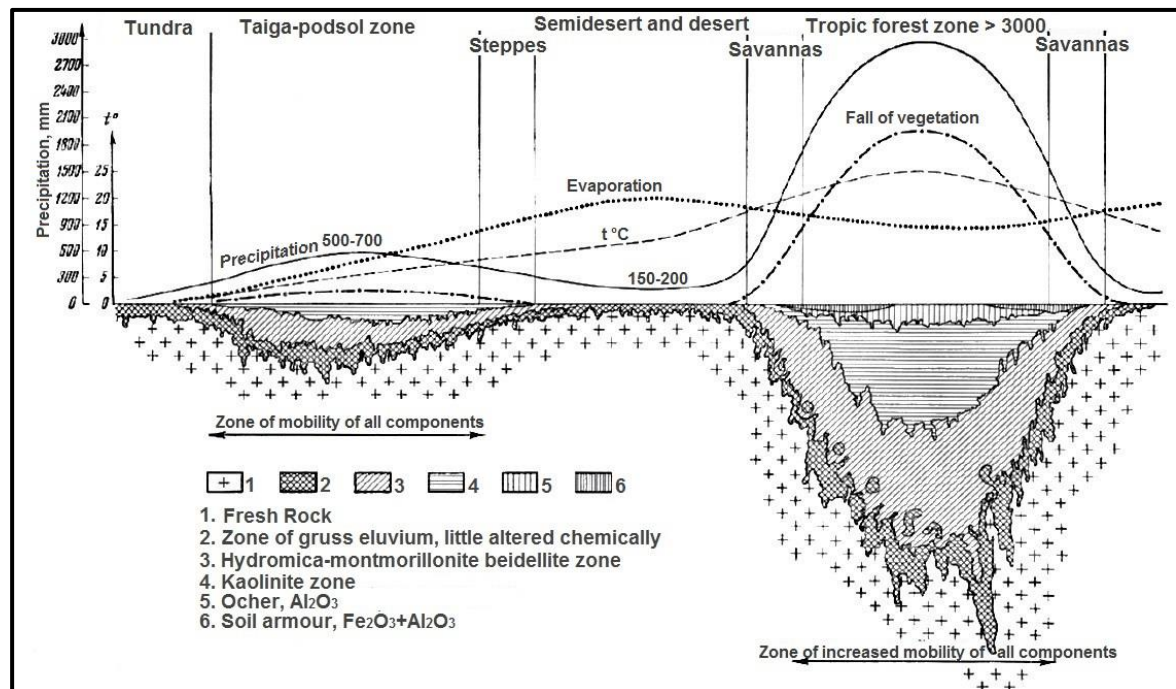
Se denominan como suelos tropicales a los depósitos de suelo que se ubican en la zona intertropical, que es una franja del planeta localizada entre el trópico de Cáncer, paralelo situado a aproximadamente  $23^{\circ}$  de latitud al norte del Ecuador; y el trópico de



Capricornio, ubicado a 23° latitud sur del Ecuador. El clima en esta región del planeta se debe a que la incidencia de los rayos solares es casi perpendicular a esta región durante todo el año, por lo que la temperatura y humedad relativa son elevadas.

En el clima tropical la descomposición de la roca es intensa y el espesor de suelo se desarrolla hasta gran profundidad, dada la abundante lluvia, la acción de la vegetación, la alta temperatura y la humedad relativa, por lo que abundan las arcillas del grupo de la Caolinita y la Montmorillonita, los óxidos e hidróxidos de hierro y aluminio (Fookes, 2004), tal como se ilustra en la Figura 2-2.

Figura 2-2. Esquema del manto de meteorización en zonas tectónicamente inactivas (tomada de Strakhov, 1967)



Según las condiciones climáticas del sitio y la profundidad del subsuelo, en la zona tropical se presentan diferentes tipos de suelo, ver Tabla 2-1. Diversos trabajos encontrados en la literatura (Sánchez, 1981; Soil Survey Staff, 1975; FAO - Unesco, 1971), sugieren que alrededor del 45% del área superficial de América del Sur tropical se encuentra cubierta por Oxisoles o depósitos lateríticos.

Tabla 2-1. Definiciones simplificadas de taxonomía de los suelos para los órdenes propuestos por la Soil Survey Staff (1975).

ÓRDEN (CLASIFICACIÓN)	DESCRIPCIÓN
OXISOLES	Suelos con horizontes óxicos compuestos por mezclas de Caolinita, óxidos de hierro y cuarzo; bajos en minerales meteorizables. Suelos generalmente profundos, bien drenados, de rojos a amarillos; estructura granular, propiedades uniformes en toda su profundidad.
ULTISOLES	Suelos con un horizonte enriquecido con arcilla, con menos del 35% de saturación de bases. Suelos generalmente profundos, bien drenados, rojos o amarillos, con mayor contenido de minerales meteorizables que los Oxisoles, con propiedades físicas menos deseables.
ALFISOLES	Suelos con horizonte enriquecido con arcilla pero con más del 35% de saturación de bases.
ARIDISOLES	Suelos con régimen árido de humedad del suelo con diferentes horizontes.
INCEPTISOLES	Suelos recientes con horizonte cámbico sin otros horizontes.
ENTISOLES	Suelos poco desarrollados con horizontes de poco espesor color ocre, o un horizonte simple formado por el hombre.
VERTISOLES	Suelos arcillosos pesados que se agrietan, con más del 35% de arcilla y >50% de minerales 2:1 en fracciones de arcilla. Generalmente se hinchan y se contraen con los cambios en el contenido de humedad.
MOLLISOLES	Suelos con alto contenido de materia orgánica, suaves cuando están secos y >50% de saturación de bases.
ESPODOSALES	Suelos con horizonte de acumulación de hierro y materia orgánica, desarrollado generalmente sobre materiales arenosos.
HISTISOLES	Suelos orgánicos compuestos por >20% de materia orgánica.

Las lateritas se forman cerca de la superficie de la tierra y su proceso de formación se encuentra fuertemente ligado a la composición mineral de la roca parental y a las reacciones químicas que se presentan entre estos materiales y el agua. El agua que se infiltra en la masa de suelo, aumenta su capacidad de meteorización con el cambio del pH e hidroliza los silicatos; con el tiempo, los iones de hierro y aluminio son lixiviados. Los iones de bicarbonato ferroso y de hidróxido ferroso, solubles e inestables, son movilizados por el agua desde la roca parental hasta el subsuelo que al oxidarse a óxido férrico y precipitarse forma núcleos que con el tiempo incrementan su diámetro hasta formar depósitos o capas de laterita que se cristalizan al ser expuestas a ciclos alternados de humedecimiento y secado.

Tabla 2-2. Composición química promedio de las rocas ígneas y algunos suelos. Tomado de (Fassbender, 1987).

Constituyente	Rocas Ígneas	Suelo Volcánico reciente	Suelo medianamente meteorizado	Suelo altamente meteorizado (Oxisol)	Roca Volcánica (Dacita)
SiO <sub>2</sub>	59.1	49.2	31.4	3.3	62.0
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	15.3	20.0	25.3	18.5	19.5
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7.3	17.5	1.3	63.0	4.5
TiO <sub>2</sub>	1.0	1.7	1.1	0.8	0.8
MnO	0.1	nd	nd	0.4	0.6
CaO	5.1	1.0	0.1	0.1	5.0
MgO	3.5	1.0	0.1	0.3	2.1
K <sub>2</sub> O	3.1	0.6	0.5	0.1	1.8
Na <sub>2</sub> O	3.8	1.3	0.1	0.5	4.3
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0.3	nd	nd	nd	0.2
SO <sub>3</sub>	0.1	nd	nd	nd	0.0
Pérdida Ignición	1.2	-	10.32	12.7	nd
<b>TOTALES</b>	<b>99.9</b>	<b>100.3</b>		<b>99.7</b>	<b>100.3</b>

En la Tabla 2-2 se presenta la composición de rocas ígneas y de tres suelos con diferentes grados de desarrollo. Se observa que el suelo volcánico reciente se diferencia poco de la roca volcánica, mientras que el Oxisol fuertemente meteorizado, se diferencia de todos los demás por su elevado contenido de Óxido de hierro y aluminio y bajo contenido de los demás minerales.

### 2.1.2 Características principales

La principal característica de los suelos lateríticos está dada por su bajo contenido de sílice y una elevada cantidad de óxidos e hidróxidos de hierro y aluminio, sin embargo otras características importantes reportadas por Aleva (1994), son las siguientes:

- Su dureza es muy variable y depende del tipo de roca parental y del nivel de laterización al que se encuentra expuesto el material, pasando por plástico, frágil, dúctil y rompible entre los dedos hasta difícil de romper con un martillo.
- Los colores son muy variables, aunque en su mayoría rojizos de color marrón rojizo, de color pardo a marrón y amarillo, pero también pueden aparecer blanco, negro, grisáceo o violáceo azul y verde.

- El tamaño de sus partículas grandes es difícil de evaluar, puesto que se presentan desde materiales masivos y duros hasta depósitos plásticos. En las lateritas cristalinas el tamaño de sus partículas más grandes varía entre 0,1 y 2 mm.
- La Fábrica y en general su estructura y textura son muy variables, presentándose arreglos desde masivos hasta de grano uniforme y capas, pero también con estructuras vermiformes, escoriáceas, columnares y similares a raíces; si se producen cuerpos esféricos (pisolitos o preferentemente llamados "pásoles"), pueden representar entre 1 y 90% del volumen de la laterita.
- La composición química es altamente variable, con contenido de óxido de hierro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) entre 1 y 60% y contenido de óxido de aluminio ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) en forma de bauxita entre el 10% y el 60%.

De acuerdo con Cozzolino y Nogami (1993), la fracción de arcilla de los suelos lateríticos normalmente contiene óxido de aluminio y/o óxido de hierro hidratado, además de pequeñas cantidades de filosilicatos. Esta composición le aporta un comportamiento caracterizado por no ser expansivo, y presentar alta permeabilidad y capacidad de soporte cuando son debidamente humedecidos y compactados.

Los suelos ferruginosos o lateritas jóvenes tienen una plasticidad comparable a la de la caolinita, mientras que los suelos ferralíticos o lateritas maduras, con mayor contenido de los óxidos de hierro y aluminio y menos caolinita, presentan baja o nula plasticidad.

Diferentes estudios sobre las características esfuerzo deformación han sido realizados sobre lateritas inalteradas, remoldeadas y compactadas. Algunos de esos estudios revelan que las características esfuerzo deformación son generalmente influenciadas por factores genéticos y de composición, así como por los métodos de preparación de las muestras, los procedimientos y condiciones de ensayo (Little, 1967; Lohnes, Fish, y Demirel, 1971; Karl V. Terzaghi, 1958). Teniendo en cuenta la descripción de los horizontes de la sección 2.1.3, Baldovin (1969) estudió varias muestras de suelo a diferentes profundidades de un mismo perfil laterítico, horizontes C y B, encontró que en el horizonte B no se presentaba variación en las características de esfuerzo –

deformación a pesar del cambio en la profundidad, mientras que las muestras extraídas a diferentes profundidades del horizonte C presentaban un significativo cambio tanto en el ángulo de resistencia como en la cohesión, lo que lo llevó a concluir que entre mayor es el grado de laterización (o meteorización) los parámetros de esfuerzo cortante son más favorables.

La relación de vacíos, densidad y contenido de agua ejercen una considerable influencia sobre los parámetros de resistencia al corte de muestras de laterita inalteradas y compactadas, tal como lo demuestran trabajos como el de Lumb (1962), quien encontró que, para muestras con alto contenido de finos tanto remoldeadas como compactadas, un cambio de 0.16 en la relación de vacíos genera una variación aproximada de hasta  $10^\circ$  en el ángulo de resistencia. Por otra parte, Baldovin (1969) encontró que para una laterita arcillo arenosa el disminuir el contenido de agua de 22 a 18% genera un aumento en la resistencia al corte cercana al 700%.

Las propiedades ingenieriles de la laterita están ligadas en gran medida a la cementación entre los agregados y partículas más finas y al sistema de poros del material Mallikarjuna, Vidyadharan, Pawar, Senthappan, y Francis (1981), estudiaron lateritas en algunos lugares de la India y encontraron que la relación de vacíos de las muestras ensayadas varía entre el 10 y el 40, el contenido de agua in situ varía entre el 5 y 20%, la densidad seca varía entre 14 y 20 kN/m<sup>3</sup> y debido al importante contenido de poros del material natural, estos materiales son muy permeables con rangos de conductividad hidráulica entre  $10^5$  y  $10^6$  m/s. Por otra parte, el esfuerzo de compresión de estos materiales osciló entre uno y varias decenas de MPa.

Teniendo en cuenta lo anterior, el estudio del comportamiento de los suelos laterizados requiere, en primera instancia, del conocimiento del origen geológico y composición mineralógica del material puesto que este hereda propiedades y características importantes de los materiales parentales como son la relación de vacíos y la granulometría. Por otra parte, al realizar la estimación del comportamiento mecánico se debe tener en cuenta que este es muy variable incluso para un mismo estrato, ya que las características importantes como la granulometría y cementación pueden cambiar en apenas unos centímetros.

### 2.1.3 Perfil de meteorización

Los procesos de formación del suelo actúan desde la superficie de la tierra hacia el interior, por lo que se presentan variaciones en la composición, textura, estructura y color de los suelos con la profundidad. El tiempo de exposición al agente de meteorización hace que las diferencias sean más pronunciadas (en función de la profundidad), lo que hace que el suelo se divida en zonas o capas conocidas como horizontes. Una sección vertical a través de todos los horizontes constituye el perfil del suelo (Tarbuck y Lutgens, 2005).

La laterización es un proceso que, se estima, afecta alrededor de una tercera parte de la superficie terrestre y es muy importante en regiones como Australia, India, Brasil y la parte intertropical de África (Bardossy y Aleva, 1990). En esas regiones, el espesor del suelo puede variar entre 10 y 100 m dependiendo del clima, el nivel de sismicidad y del tipo de roca (McFarlane, 1976).

Teniendo en cuenta que cualquier tipo de material térreo se puede laterizar, desde afloramientos rocosos hasta suelos residuales y transportados, el perfil estratigráfico varía según las condiciones de cada lugar en que se forman. El suelo, por efecto de la interacción con los agentes de meteorización, se organiza en capas visibles que presentan composición química y/o características físicas distintas, denominadas horizontes. Se han establecido cinco horizontes del suelo; O: Materia orgánica, A: Mezcla de minerales con algo de humus, B: acumulación de arcilla movilizada de horizontes superiores, C: material parental parcialmente alterado, E: Partículas minerales de colores claros, zona de eluviación y de lixiviación y R: roca madre no alterada. No existe un orden establecido para estos horizontes dentro de un suelo, es decir, algunos perfiles de suelo podrían tener una combinación A-C, otros O-A-B., otros podrían tener todos los horizontes O-A-E-B-C-R, etc. (Reuter, 2017).

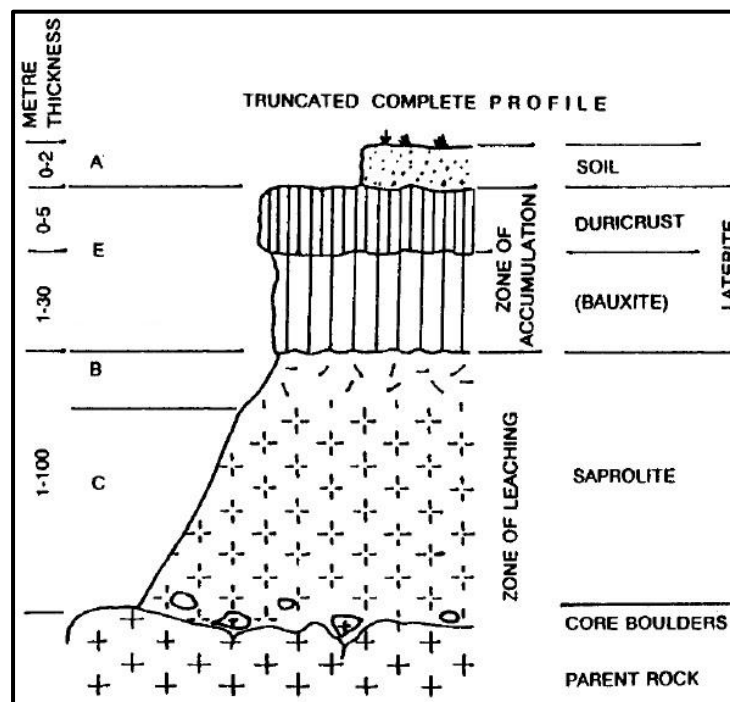
Sin embargo, la Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO, 1990) realizó una propuesta para la descripción de un perfil laterítico típico, el cual está conformado por los siguientes horizontes o capas:

- Horizonte A: es la superficie del suelo, rico en materia orgánica. Producto de la descomposición de plantas y otros seres.

- Horizonte E: capa intermedia caracterizada por la pérdida silicatos de arcilla, hierro y aluminio a través de la lixiviación, dejando un horizonte de colores pálidos y estructura suelta.
- Horizonte B: capa sub-superficial caracterizada por una absoluta o relativa acumulación de los productos de lixiviación y elución con colores y estructura visiblemente diferentes a los horizontes superior e inferior.
- Horizonte C: material parcialmente alterado del que se supone que se ha formado el material más superficial, el cual se pudo formar por uno o más ciclos de meteorización pero solo se ve afectado por la formación actual del suelo. A diferencia de los anteriores horizontes, este puede conservar las características de la estructura geológica original.

Una representación esquemática de dicho perfil laterítico típico se presenta en la Figura 2-3.

Figura 2-3. Perfil laterítico típico. (citado por Aleva, 1994 tomado de Millot, 1964 y Lelong, 1969)



### 2.1.4 Evaluación de la Intensidad de meteorización a partir de índices químicos.

Para el caso particular de los suelos lateríticos, los índices de meteorización químicos proporcionan una mejor aproximación del grado de meteorización que la que podrían presentar algunos índices mecánicos, dado que en estos suelos, con el aumento en el grado de meteorización química también aumenta la resistencia mecánica del material, lo que podría confundirse con un menor grado de alteración de la roca (Price y Velbel, 2003). La laterización hace que estos materiales aumentan su resistencia mecánica pero pierdan minerales como son Ca, Na, Mg y Si en menor cantidad que se encuentran en bajas proporciones en la mayoría de las rocas, mientras que la concentración de Al y Fe tiende a aumentar (Pearson, 1970).

La literatura ofrece varias metodologías para determinar la intensidad de meteorización química de los materiales térreos, considerados desde diferentes enfoques. En el desarrollo de esta investigación se determinaron algunos de los índices químicos más representativos, con el fin de establecer la intensidad de meteorización del suelo objeto de esta disertación.

#### - Relación Ruxton (1968)

Es un índice de meteorización que relaciona el Silicio y el Aluminio para evaluar la magnitud de la pérdida molecular de elementos mayores móviles, en relación con los elementos inmóviles del suelo (Ruxton, 1968). La relación de Ruxton (R) está dada por la Ecuación 2-1.

Ecuación 2-1

$$R = \frac{SiO_2}{Al_2O_3}$$

El índice asume que la pérdida de los elementos móviles está dada por la pérdida de Silicio, mientras que el Aluminio representa todos los elementos inmóviles, generalmente relacionados con la presencia de óxidos e hidróxidos (Ruxton, 1968).

#### - Índice de meteorización química – CIA

Este fue propuesto para estudiar la magnitud de la descomposición de feldespatos en ambientes sedimentarios (Nesbitt y Young, 1982). El índice CIA está dado por la Ecuación 2-2, expresión dada en proporciones molares.



Ecuación 2-2

$$CIA = 100 * \frac{[Al_2O_3]}{[Al_2O_3 + Na_2O + CaO + K_2O]}$$

## 2.2 USOS EN LA INGENIERÍA

Debido a que las propiedades mecánicas de los suelos lateríticos dependen del clima, de la roca parental y del grado de meteorización o laterización del suelo o roca, es común encontrar desde materiales con baja resistencia mecánica hasta materiales con excelentes capacidades de soporte (Gidigas, 1976). La laterización por lo general actúa con fuerza en regiones planas sobre grandes llanuras, donde la disponibilidad de materiales para construcción tradicionalmente aceptados y estandarizados (obtenidos de canteras) es casi nula. Sin embargo, algunos lugares en el sudeste asiático, África y Australia le han sacado provecho a los productos de la laterización al realizar diferentes tipos de construcciones tal y como se presenta en las siguientes secciones.

### 2.2.1 Viviendas

Una vez identificados los depósitos naturales de laterita, estos son explotados generalmente de manera artesanal por algunos pobladores de las regiones tropical y subtropical. El material recién excavado es lo suficientemente blando para ser cortado en bloques con un instrumento metálico, pero se endurece rápidamente al ser expuesto al aire. Este tipo de material es usado en diferentes regiones del planeta como piezas de mampostería para la construcción de viviendas. En la Figura 2-4 se ilustra la forma en que se corta el material y su uso final en la construcción de edificaciones. Por otra parte, la resistencia de este material al Intemperismo es muy buena gracias a su bajo contenido mineral, por lo que los hongos y plantas fuertes no pueden proliferar fácilmente. De acuerdo con Mengel y Kirkby (2001), los macronutrientes son un grupo de minerales (N, P, K, S, Ca, Mg) esenciales para que una planta pueda desarrollarse, y en los suelos lateríticos todos estos o la mayoría se encuentran ausentes, ver Tabla 2-2.

Figura 2-4. Proceso de extracción y construcción. Parte A. Angadipuram, Kerla, India. (Aleva, 1994), Parte B. Ougadougou, Burkina Faso, W. África. (Kasthurba, R Reddy, y Reddy, 2015)



### 2.2.2 Templos

Algunos de los monumentos más representativos, contruidos con bloques de laterita y piedra, se encuentran en Camboya y Tailandia. El complejo de Templos de Angkor Wat, Figura 2-5, es un monumento religioso y cultural de la humanidad y uno de los más reconocidos ya que fue construido a principios del siglo XII y ocupa una extensión de 162 hectáreas.

Figura 2-5. Templo Angkor Wat, Camboya, Sudeste Asiático. (Recuperado de <http://www.panoramio.com/photo/50061515#>)



Existen otros templos muy reconocidos y también contruidos con material laterítico como es el caso de Ta Prohm, ver Figura 2-6, el cual permite hacerse una idea de lo resistente y duradero que puede llegar a ser este material.

Figura 2-6. Templo Ta Prohm, Camboya, Sudeste Asiático. (Recuperado de <http://www.panoramio.com/photo/89449511?source=wapiyreferrer=kh.google.com#>)



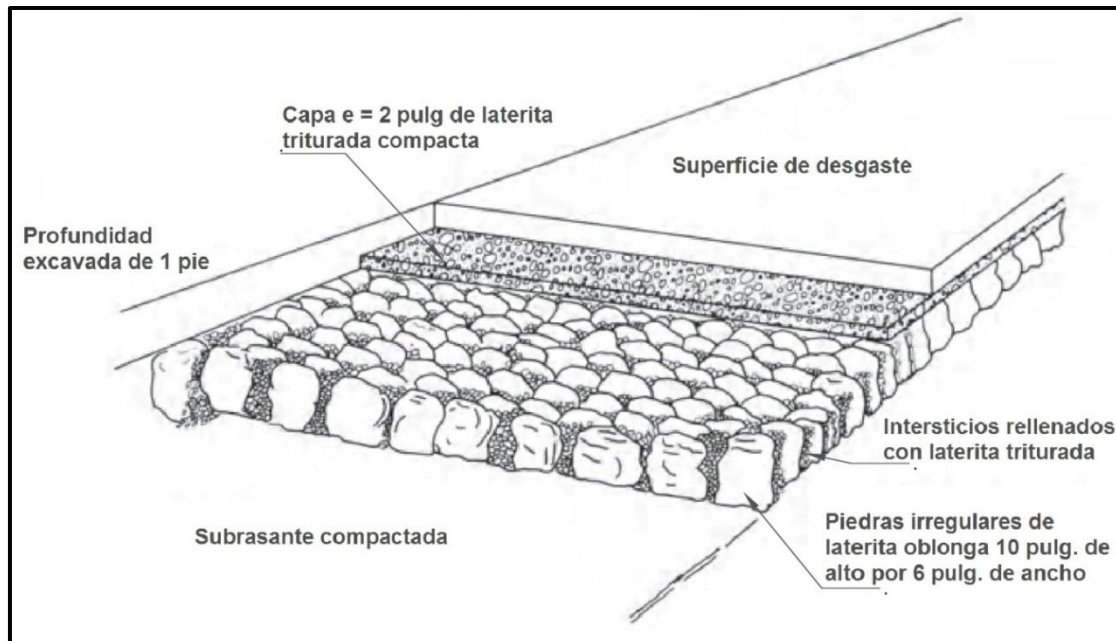
### 2.2.3 Vías

Uno de los usos más frecuentes que se le ha dado a los productos lateríticos es el destinado a la construcción de vías en todo el espesor de la estructura del pavimento como material de préstamo, desde terraplenes hasta asfalto.

Persons (1970) expone la técnica que se utiliza, empleando material laterítico, para la construcción de la calzada de las calles y las vías arteria en la ciudad de Lagos, Nigeria, ver Figura 2-7. De acuerdo con el autor, las rocas (de 6x12 pulg) son colocadas en posición vertical de manera adyacente una a la otra y los espacios o huecos que quedan entre las mismas son rellenas con laterita triturada que posteriormente es compactada. Se adiciona laterita triturada hasta alcanzar un espesor de 2 pulg. por encima de la roca. La geometría y la instalación de la roca laterítica se realiza de forma manual, por lo que es un proceso demorado.

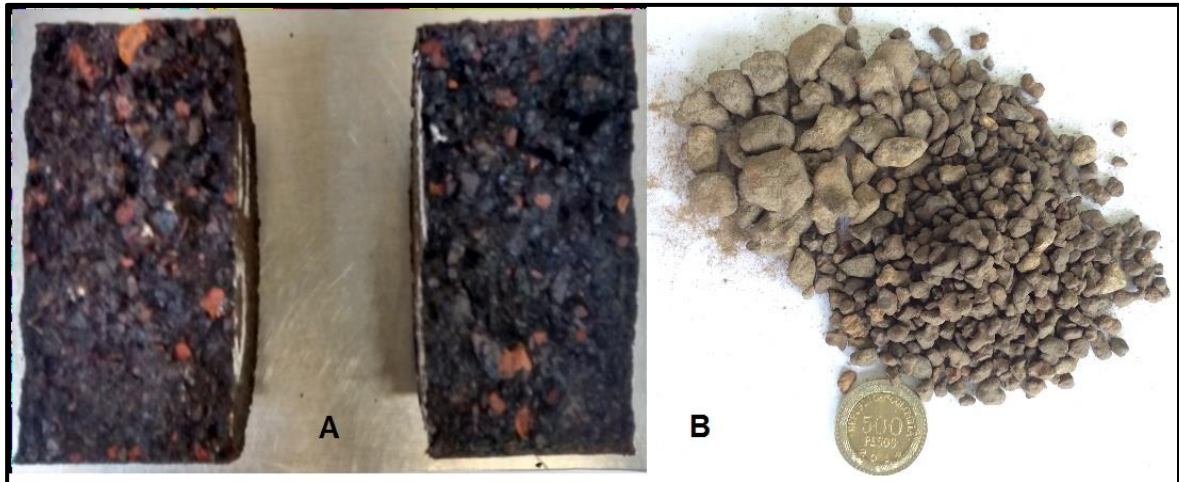


Figura 2-7. Estructura del pavimento en algunas vías de Lagos, Nigeria. Tomado de (Pearson, 1970)



A nivel de América de sur, Brasil se destaca por realizar numerosos trabajos sobre la clasificación y uso de los suelos lateríticos, enfocando sus esfuerzos de investigación principalmente en el uso de este material para pavimentos (Cozzolino y Nogami, 1993; Nogami y Cozzolino, 1981; Nogami y Villibor, 1995). En el ámbito nacional, se le ha dado uso a la arcilla laterítica como material de terraplén con resultados no muy buenos principalmente en los departamentos del Vichada y Meta. Por otra parte, en los últimos años se han realizado algunas investigaciones sobre el comportamiento de los productos lateríticos al ser adicionados en las mezclas asfálticas (Cotes De la Hoz y Murillo, 2015; Montes Casadiego, 2015). En la Figura 2-8 parte A, se presenta una imagen de la rotura de una probeta en la que se puede observar el material laterítico (color naranja), cuya mezcla fue evaluada en términos de ahuellamiento, estabilidad y flujo Marshall y susceptibilidad a la humedad. Estas investigaciones han arrojado buenos resultados al incluir el material laterítico seleccionado (Figura 2-8 parte B) en las mezclas asfálticas cumpliendo con la normativa establecida por el INVIAS (2013).

Figura 2-8. Laterita empleada en mezclas asfáltica. A. Probeta fallada mediante tracción indirecta, B. Material Laterítico empleado en la mezcla asfáltica. Tomado de (Cotes De la Hoz y Murillo, 2015)



## 2.3 OBSERVACIONES FINALES

A manera de resumen, a continuación se realizan algunas observaciones importantes del capítulo II.

- La laterización es un tipo de meteorización que puede atacar cualquier tipo de suelo o roca localizado en la región tropical y semitropical.
- Los materiales laterizados se caracterizan por tener un elevado contenido de Óxidos e Hidróxidos de aluminio y Hierro y un bajo contenido de los demás minerales.
- Debido a que la formación del material o suelo laterítico depende de la roca madre, las condiciones ambientales y el grado de meteorización, las características físicas y mecánicas del material son muy variadas y difíciles de generalizar.
- El perfil laterítico no presenta una estratificación definida, y no existe un perfil típico que reúna todos los tipos de suelo, por lo que se emplean para su descripción los horizontes de meteorización (O, A, E, B, C, R) sin un orden definido.
- El uso de los productos lateríticos, hasta ahora, abarca principalmente la construcción de viviendas, monumentos y vías.



### 3.MARCO TEORICO

La mecánica de suelos, surgió a partir de la necesidad de conocer y dominar los diferentes procesos y fenómenos que rigen el comportamiento de los suelos para así poder realizar obras civiles dentro de un margen aceptable de seguridad para las personas y para la infraestructura. Desde el surgimiento de esta ciencia, tal y como lo advirtió Terzaghi (1923), mediante el principio de los esfuerzos efectivos ( $\sigma - \mu$ ), se sabía de la gran influencia que ejerce el contenido de agua sobre la resistencia al corte de los suelos, por lo que a partir de diversas investigaciones se asumió, *a priori*, que los materiales térreos presentaban una reducción significativa en su resistencia al corte al saturarse con agua todos sus poros. Por lo anterior, se fue estableciendo en la práctica que la evaluación de los suelos se debía realizar bajo una condición de saturación total, por ser evidentemente la más crítica. Sin embargo, una lenta evolución de esta área de la ingeniería, nos ha enseñado que la peor condición para algunos materiales (expansivos y contráctiles) no se alcanza al estar completamente saturados, dado que la variación en su contenido de agua genera cambios volumétricos importantes así como aumentos y disminución de la resistencia.

El problema de los suelos expansivos es tan común que, según lo reporta el estudio realizado por Jones Jr. y Holtz (1973) en los Estados Unidos de América, los daños causados anualmente generan más del doble de las pérdidas económicas que las generadas por las inundaciones, los huracanes, los tornados y los terremotos juntos. Este fenómeno es un problema de magnitud global, ya que de acuerdo con (Fredlund, Rahardjo, y Fredlund, 2012), en las conferencias de investigación muchos países han informado tener inconvenientes asociados a suelos expansivos, algunos de ellos son, Australia, Argentina, Myanmar, China, Cuba, Etiopía, Ghana, Gran Bretaña, India, Irán, Israel, Kenia, México, Marruecos, Sudáfrica, España, Turquía y Venezuela.

Expuesto lo anterior, se considera necesario mencionar en este capítulo algunos conceptos básicos que facilitan el entendimiento y el análisis de la interacción que existe entre el suelo y el agua, y se presentan algunas de las definiciones y teorías más aceptadas en el ámbito de la geotecnia, sobre la resistencia al corte de los suelos.

## **3.1 INTERACCIÓN SUELO AGUA**

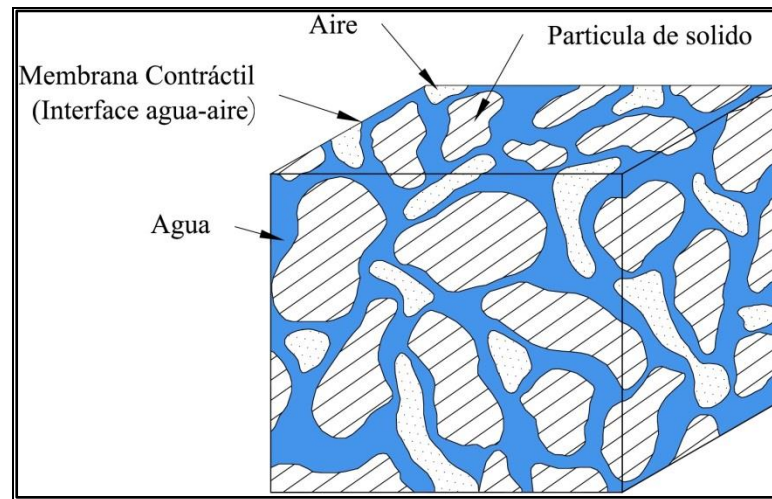
En la mayor parte de la plataforma continental, los suelos se encuentran sujetos a ciclos de humedecimiento y secado, como es el caso de las regiones áridas y semiáridas, por lo que, en su condición natural, el comportamiento de los mismos se encuentra ligado a variaciones en su contenido de agua. Las variaciones en el contenido de agua generan cambios en la resistencia al corte. Sin embargo, estas variaciones en la resistencia al corte no dependen únicamente del contenido de agua, sino que también dependen de la composición mineralógica del material, la distribución y el tamaño del grano, la fuerza de atracción entre partículas entre otras (Snethen, Johnson, y Patrick, 1977).

### **3.1.1 Fases del suelo**

En condiciones naturales, el suelo se encuentra compuesto por tres partes en diferentes proporciones denominadas fases, dentro de estas se considera una parte sólida, una líquida y una gaseosa. Fredlund y Morgenstern (1977), proponen la existencia de una cuarta fase a la que llamaron interfase aire – agua o membrana contráctil, su espesor es de apenas unas pocas moléculas por lo que al construir un diagrama de fases, esta se incluye dentro del peso del agua sin tener en cuenta su volumen. Por otra parte, es necesario considerar un sistema de cuatro fases cuando se requiere conocer el estado de esfuerzos del suelo, debido a que esta interface presenta propiedades distintas a las del agua y el aire que separa, ver Figura 3-1. Basándose en el análisis tensional, los dos autores anteriores consideran que la fase sólida y la membrana contráctil se equilibran bajo las presiones aplicadas, mientras que las otras dos fases (agua y aire) fluyen bajo dichas presiones.



Figura 3-1. Elemento de suelo parcialmente saturado con fase de aire continua: Tomado de Fredlund and Morgenstern (1977)



#### - Fase Sólida

Está integrada por partículas sólidas de diferentes tamaños (finos y gruesos) que junto con la composición mineralógica le dan una forma y estructura particular a cada material. Buena parte del comportamiento característico del suelo está ligado a las propiedades de esta fase, siendo determinante en el estado tensional dado el desarrollo que se puede dar entre partículas, aire y agua y la capilaridad (Alonso et al. 1987). En el ámbito de la geotecnia esta fase, al igual que la fase líquida, se considera incompresible.

De acuerdo con Fredlund et al., (2012), esta fase define varias propiedades básicas del suelo ya que sirve de frontera física, algunas de estas propiedades son:

- La densidad, que junto con el volumen específico se utilizan para definir propiedades de la relaciones masa - volumen de cada fase. La densidad ( $\rho$ ) es la cantidad de masa ( $M$ ) contenida en un volumen ( $V$ ) y cada fase del suelo tiene una densidad diferente. La Ecuación 3-1, resume el concepto de densidad.

Ecuación 3-1

$$\rho = \frac{M}{V}$$

- La gravedad específica ( $G_s$ ), es definida como la relación entre la densidad de las partículas sólidas ( $\rho_s$ ) y la densidad del agua ( $\rho_w$ ) a 4°C en condiciones de presión estándar (101.3kPa), tal como lo describe la Ecuación 3-2 a continuación.

Ecuación 3-2

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w}$$

#### - Fase líquida

Esta fase se compone principalmente de agua y de las sales minerales disueltas en ella. El agua puede existir en uno de sus estados (líquida, sólida o en forma de vapor), y sus propiedades se desarrollan en función de la temperatura y la presión (Fredlund y Morgenstern, 1977). En el ámbito de la geotecnia, el agua se considera incompresible dadas las bajas presiones que se manejan y se clasifica de la siguiente forma:

- Agua absorbida por las partículas haciendo parte de la capa doble difusa, ésta no puede ser separada por acciones hidrodinámicas.
- Agua capilar, esta permanece en el suelo por efecto de las fuerzas capilares y puede movilizarse por la acción de estas.
- Agua gravitacional, es aquella que puede fluir libremente en el suelo por efecto de la acción gravitacional.

#### - Fase Gaseosa

Compuesta por aire y vapor de agua, ocupando total o parcialmente los poros. Sus propiedades físicas varían significativamente con los cambios de presión y temperatura. La presencia de burbujas de gas afecta la compresibilidad del fluido de poros, la respuesta del suelo a los cambios de esfuerzo no drenado y el umbral de los gradientes de flujo (Alonso, Gens, y Hight, 1987).

#### - Interfase Agua – Aire o Membrana Contráctil

Al dejar secar al aire un espécimen de suelo inicialmente saturado, las tensiones totales de la muestra permanecen inalteradas mientras que el volumen de la muestra sufre una reducción, la presión del líquido de poros es cada vez más negativa. Este fenómeno es causado por la membrana contráctil que actúa como una delgada capa que atrae con fuerza las partículas del suelo, generando un cambio de volumen (Fredlund et al., 2012).

## 3.2 FENÓMENO DE CAPILARIDAD

Al ser separados el agua y el gas contenidos en una masa de suelo, se genera una diferencia de presión en la interfase de estos dos fluidos. Este diferencial de presión se denomina presión capilar ( $P_c$ ), la cual está relacionada con la tensión superficial y la curvatura de la interfase de acuerdo con la Ecuación 3-3. La magnitud de  $P_c$  depende del grado de saturación y de la geometría de los poros en los que se produce la interfase, siendo mayor en espacios pequeños que en espacios grandes. Cuando un gas desplaza un líquido de un medio poroso, lo que genera el incremento de  $P_c$ , comienza por desalojar los poros más grandes con los que va estableciendo contacto y en la medida en que se incrementa  $P_c$  las interfaces retroceden a espacios cada vez más pequeños. Por lo tanto,  $P_c$  y la permeabilidad efectiva son función del grado de saturación y ambos son afectados por la histéresis (Brooks y Corey, 1964).

Ecuación 3-3

$$P_c = \sigma \left[ \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right] = P_{gas} - P_{liquido}$$

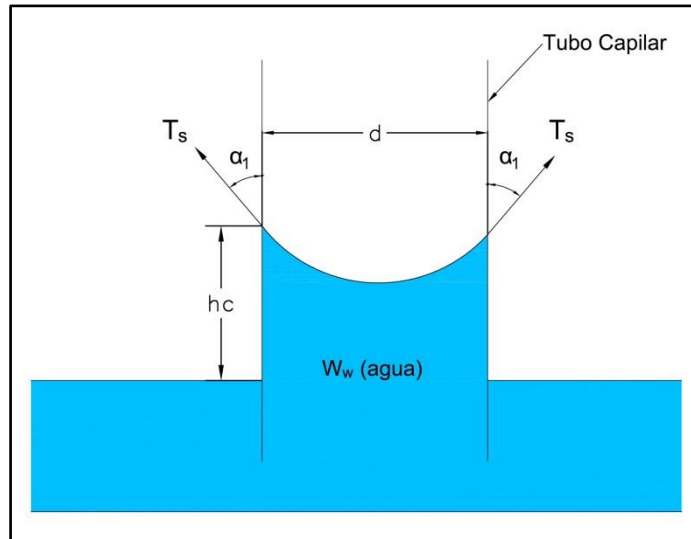
En donde:

$\sigma$  = es la tensión superficial

$r_1$  y  $r_2$  = son el radio de curvatura mayor y menor en un punto sobre la interfase

El modelo de capilaridad propuesto por Buckingham (1907), representa de manera resumida las fuerzas que intervienen para lograr el equilibrio de la interface agua – aire en un tubo capilar, en donde la fuerza ejercida hacia abajo por el peso de la columna de agua ( $F_{v+}$ ) es igualada por la fuerza ascendente ejercida por el agua ( $F_w$ ), ver Ecuación 3-4. El ascenso del agua se produce por efecto de la tensión superficial ( $T_s$ ) de la membrana contráctil que actúa a un ángulo ( $\alpha$ ), medido con respecto de la pared del tubo, y la tendencia del agua a humedecer las paredes del tubo capilar de diámetro  $d$ , ver Figura 3-2. La tensión superficial es una propiedad que presentan los líquidos como resultado de las fuerzas intermoleculares y que actúa en la superficie de contacto con otros fluidos, ésta es medida como la fuerza de tensión por unidad de longitud de la interface entre el aire y el líquido.

Figura 3-2. Modelo físico de capilaridad



Al realizar la sumatoria de fuerzas con respecto al vertical, se tiene la Ecuación 3-4:

$$F_{v+} = F_{v-}$$

Ecuación 3-4

$$\pi \frac{d}{4} h_c \rho_w g = \pi d T_s \cos \alpha_1$$

Donde;

$d$  = diámetro del tubo capilar

$T_s$  = Tensión superficial del agua

$\alpha_1$  = ángulo de contacto

$h_c$  = altura capilar

$g$  = aceleración de la gravedad

Se puede reorganizar la anterior expresión para determinar la máxima altura del agua en el tubo capilar. Mediante la Ecuación 3-5 se puede notar que la altura capilar aumenta a medida que el diámetro del tubo disminuye.

Ecuación 3-5

$$h_c = \frac{4T_s \cos \alpha_1}{d\rho_w g}$$

### 3.3 SUCCIÓN EN EL SUELO

El concepto de succión en el suelo fue desarrollado por los aportes de diferentes autores (Bolt y Miller, 1958; Buckingham, 1907; Edlefsen y Anderson, 1943; Richards, 1928, entre otros), y su nacimiento se debió a estudios realizados en el ámbito de la agronomía para explicar la conexión que existe entre plantas, agua y suelo. La importancia del concepto de succión fue reconocida por los ingenieros civiles en los años 50's, del siglo pasado. De acuerdo con la Sociedad Internacional de Ciencias del Suelo (ISSS, 1963) por su sigla en inglés, la succión total es “la cantidad de trabajo por unidad de cantidad de agua pura, que debe realizarse por fuerzas externas para transferir reversiblemente e isotérmicamente una cantidad infinitesimal de agua hasta un punto dentro del suelo”.

Una medición de la afinidad del suelo para retener el agua puede ser expresada de manera cuantitativa por la magnitud de la presión negativa del agua de poro o succión (Buckingham, 1907). En la práctica de ingeniería, la succión del suelo está conformada por la succión matricial ( $u_a - u_w$ ) y la succión osmótica ( $\pi$ ). La suma de las succiones matricial y osmótica se denomina como succión total ( $\psi$ ).

#### 3.3.1 Succión Matricial ( $u_a - u_w$ )

La succión matricial ( $u_a - u_w$ ) es la diferencia entre la presión del aire de poro ( $u_a$ ) y la presión del agua de poros ( $u_w$ ) y puede ser medida de manera directa o indirecta, ver Tabla 3-1. A veces referida a la tensión capilar, esta depende del arreglo geométrico de las partículas de suelo y de la estructura. De acuerdo con la ISSS (1963) esta se define como “la presión manométrica negativa relativa a la presión externa del gas en el agua del suelo, a la que debe someterse una solución idéntica en composición con el agua del suelo para estar en equilibrio a través de una pared porosa permeable con el agua del suelo”.

Tabla 3-1. Métodos de medición de la succión (Tomado de Ridley, 1993)

	Succión Medida	Tipo de Medición	Rango (kPa)	Tiempo
Desecador de Vacío	Total	Indirecta	$10^3 - 10^6$	Meses
Psicrómetro	Total	Indirecta	300 - 7000	Meses
Papel filtro	Total	Indirecta	1000 - 30 000	Semanas
	Matricial	Indirecta	30 - 30 000	1 semana
Bloque poroso	Matricial	Indirecta	30 - 3000	Semanas
Bloque térmico	Matricial	Indirecta	0 - 175	Días
Plato de succión	Matricial	Directa	0 - 90	Horas
Tensiómetro	Matricial	Directa	0 - 90	Horas
Plato de presión	Matricial	Directa	0 - 5000	Horas
Tensiómetro osmótico	Matricial	Directa	0 - 1500	Días

### 3.3.2 Succión Osmótica ( $\pi$ )

La succión osmótica está relacionada con el contenido de sales en el agua de poros, si el contenido de sal cambia, se pueden presentar cambios en el volumen y en la resistencia al corte del suelo. La succión osmótica es “la presión manométrica negativa a la que se debe someter una piscina de agua pura para estar en equilibrio a través de una membrana semipermeable (es decir, permeable a moléculas de agua solamente) con una piscina que contiene una solución idéntica en composición con el agua del suelo” (ISSS, 1963).

### 3.3.3 Succión Total ( $\psi$ )

La succión total es una medida de la energía requerida para remover una molécula de agua de la matriz de suelo a través de la evaporación (Ridley, 1993). La succión total puede ser cuantificada en términos de la humedad relativa inmediatamente adyacente a la superficie de agua y numéricamente se obtiene mediante la suma de la succión matricial ( $u_a - u_w$ ) y la succión osmótica ( $\pi$ ).

En el desarrollo de esta investigación se realiza la medición de la succión matricial ya que las propiedades de ingeniería de los suelos dependen de la succión matricial.

### 3.4 RETENCIÓN DE AGUA EN EL SUELO

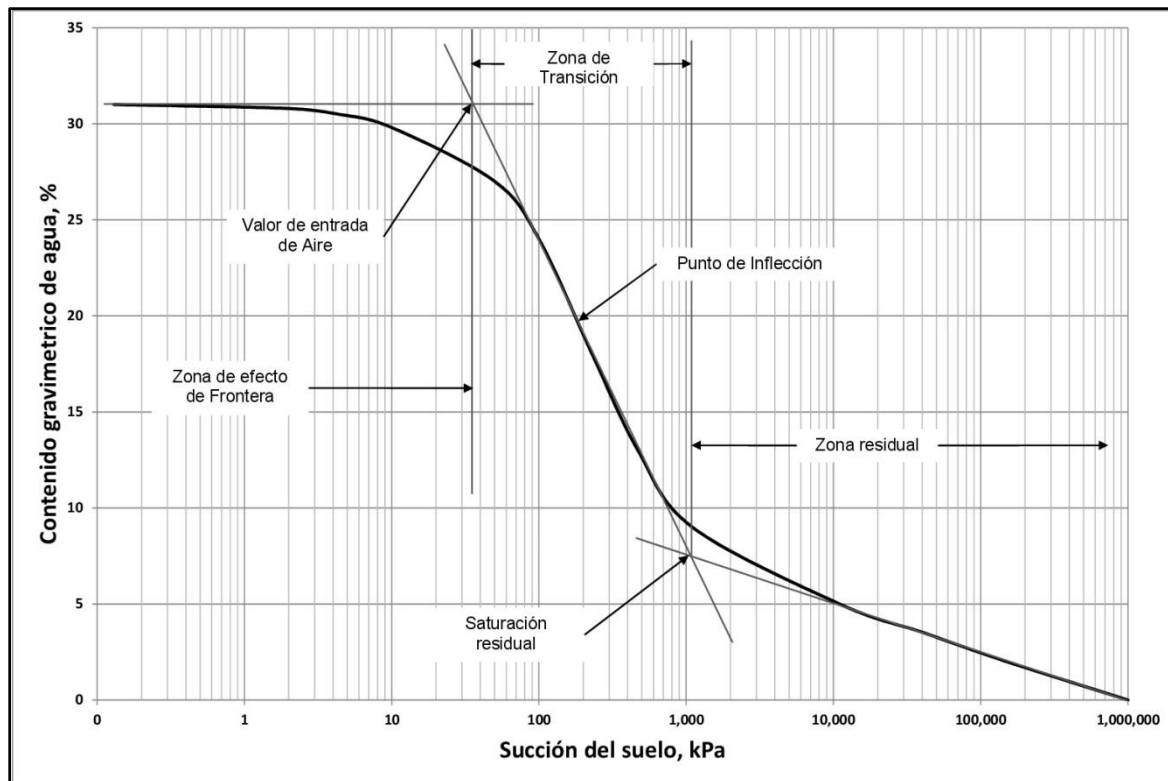
Por efecto de las condiciones climáticas y las características del material como son la fábrica, la densidad, la historia de esfuerzos, entre otros, en los suelos expuestos a la intemperie se presentan cambios constantes en su contenido de agua como resultado de la lluvia, la evaporación, las geoformas, la afinidad del suelo por el agua y otras variables. Estos cambios generan variaciones en la resistencia al corte del suelo y en su comportamiento ante las cargas impuestas por la naturaleza y la actividad antrópica.

Una curva de retención suelo – agua (SWRC por las sigla en inglés de Soil-Water Retention Curve) es una representación gráfica de la trayectoria descrita por la succión de un suelo en función de su contenido de agua, de la cual se puede inferir otro tipo de información como su textura, gradación y relación de vacíos (Fredlund et al., 2012). La SWRC se basa en el modelo elemental de capilaridad para proveer un estimativo de la cantidad (expresada como masa o contenido de agua volumétrica,  $\theta_m$  o  $\theta_v$ ) y la distribución del agua retenida en los vacíos o poros del suelo.

#### 3.4.1 Descripción de la Curva de Retención suelo – agua (SWRC)

La curva de retención proporciona una relación conceptual entre la masa o el volumen de agua en el suelo y el estado de energía de la fase líquida contenida en el mismo. Este modelo interpretativo permite realizar un análisis de la distribución del agua en los poros del suelo, así como estudiar los efectos de la textura, la gradación y la relación de vacíos (Fredlund et al., 2012). La forma típica para los suelos de las regiones de clima templado es ilustrada en la Figura 3-3, en la cual se aprecian las zonas y los puntos de especial interés que permiten hacer una aproximación al comportamiento del material.

Figura 3-3. Descripción típica de la CCSA mostrando las distintas zonas: Tomado de (Fredlund et al., 2012).



Las principales zonas en las que se podría dividir la curva de retención son; zona de efecto frontera, zona de transición y zona residual. Estas zonas son delimitadas por dos puntos distintos localizados sobre dicha curva: el valor de entrada de aire (air entry value AEV) al suelo y la saturación residual.

- **Valor de entrada de aire ( $A_{ev}$ ):** representa el valor presión de succión en el que el aire desplaza al agua almacenada en los grandes poros e ingresa a suelo, por lo que este valor está asociado al tamaño de estos poros. Gráficamente, se determina por la intersección entre una línea horizontal, paralela al eje de succión, para un grado de saturación del 100% y una línea recta que pasa por el punto de inflexión localizado en la zona de transición.
- **Saturación residual ( $S_r$ ):** es el valor de presión de succión en el cual el aire a desplazado el agua de los grandes poros y se empieza a vaciar el agua que forma los meniscos entre las partículas del suelo, a partir de este valor la fase líquida se vuelve discontinua (Colmenares, 2012). Este punto se determina gráficamente por la intersección de la línea que pasa por el punto de inflexión, de



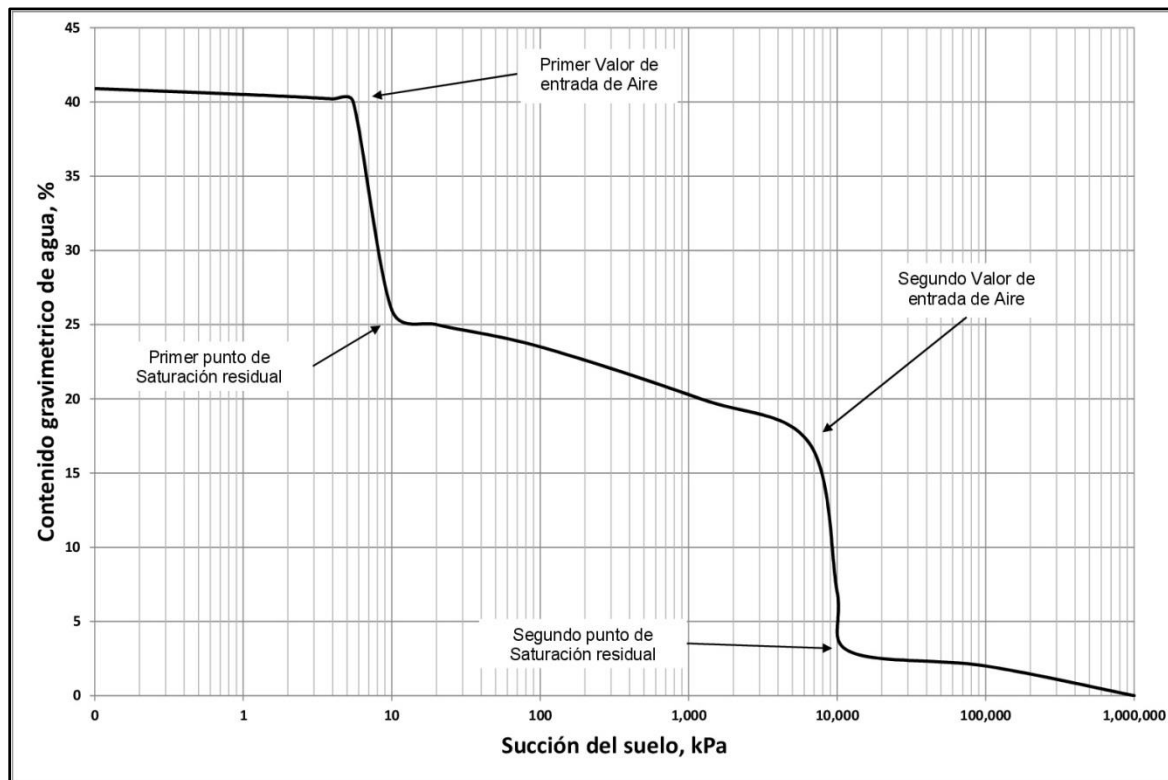
la zona de transición, y una línea recta que pasa entre los puntos de menor grado de saturación.

Algunas de las características más importantes de las zonas delimitadas por los anteriores puntos son las siguientes:

- **Zona de efecto de frontera:** hasta el valor de entrada de aire, esta parte de la CCSA representa un rango en el cual el suelo se encuentra parcialmente saturado pero su comportamiento se puede simular empleando los principios de la mecánica de suelos saturados, es decir se puede emplear el principio de esfuerzos efectivos.
- **Zona de transición:** al superarse la presión del valor de entrada de aire y hasta el valor de saturación residual, al disminuir el contenido de agua, el aire comienza a ingresar a la masa de suelo desplazando el agua de los poros. En esta zona se requiere del uso de las teorías de la mecánica de los suelos parcialmente saturados y el principio de esfuerzos efectivos no es válido.
- **Zona residual:** al superarse el valor de saturación residual, el agua almacenada en los poros presenta una fase discontinua ya que ha sido desplazada por el aire y se empieza el proceso de vaciado de los meniscos que se encuentran entre las partículas del suelo. Van Genuchten (1980) sugiere que las condiciones de saturación residual se presentan con valores de succión más altos que 1500kPa.

Sin embargo, para algunos materiales de las zona tropical e intertropical, diversos trabajos encontrados en la literatura (Aristizabal, Valencia, Guerra, Velez, y Echeverri, 2011; Miguel y Bonder, 2012; Sánchez, 1981) entre otros, ofrecen evidencia experimental de curvas SWRC bimodales en materiales representativos de estas regiones. La Figura 3-4 ofrece una representación de la forma típica de la SWRC para suelos tropicales. Esta curva tiene la particularidad de presentar dos valores de entrada de aire y dos puntos de saturación residual.

Figura 3-4. SWRC bimodal, típica de los suelos de la región tropical.



### 3.4.2 Modelos matemáticos de interpretación de la curva de retención

Muchas ecuaciones empíricas han sido propuestas (Brooks & Corey, 1964; Fredlund & Xing, 1994; Gardner, 1958; Van Genuchten, 1980; entre otros) para describir el comportamiento de la SWRC a partir de la medición de unos pocos parámetros. Los principales parámetros a tener en cuenta para predecir el comportamiento de la SWRC son el valor de entrada de aire, la tasa de desaturación del suelo y en menor grado se ha buscado usar un parámetro de ajuste para bajas succiones cerca del valor de entrada de aire, que sea independiente de la forma que presenta en el rango de altas succiones cerca de las condiciones residuales. Algunas de esas ecuaciones se presentan en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2. Ecuaciones empíricas usadas para ajustar los datos de la curva de retención (Tomado de Fredlund et al., 2012)

AUTOR (ES)	ECUACIÓN PROPUESTA	DESCRIPCIÓN DE PARÁMETROS
Gardner (1958b)	$\Theta_d = \frac{1}{1 + a_g \Psi^{n_g}}$ $\Theta_d = \frac{w(\Psi)}{w_s}$	$a_g$ = parámetro de ajuste que esta en función del valor de entrada de aire del suelo. $n_g$ = parámetro de ajuste que esta en función de la tasa de salida de agua del suelo cuando se ha excedido el valor de entrada de aire.
Brooks y Corey (1964)	$w(\Psi) = w_s \text{ ó } \Theta_n = 1 \text{ para } \Psi = \Psi_{aev}$ $\Theta_n = \left[ \frac{\Psi}{\Psi_{aev}} \right]^{-\lambda_{bc}} \quad \Psi > \Psi_{aev}$ <p>dónde:</p> $\Theta_n = \frac{w(\Psi) - w_r}{w_s - w_r}$	$\Psi_{aev}$ = Valor de entrada de aire del suelo. $\lambda_{bc}$ = Índice de distribución del tamaño de poro. $w_r$ = contenido de agua residual localizado a lo largo del proceso de ensayo y error que produce línea recta en el diagrama semilog de grado de saturación contra succión.
Brutsaert (1967)	$\Theta_n = \frac{1}{1 + [\Psi / a_b]^{n_b}}$ <p>dónde:</p> $\Theta_n = \frac{w(\Psi) - w_r}{w_s - w_r}$	$a_b$ = parámetro de ajuste que es función del valor de entrada de aire del suelo $n_b$ = parámetro de ajuste que es función de la tasa de salida de agua del suelo cuando se ha excedido el valor de entrada de aire.
Laliberte (1969)	$\Theta_n = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left[ \frac{b_l}{c_l + (\Psi / \Psi_{aev})} \right]$ <p>dónde:</p> $\Theta_n = \frac{w(\Psi) - w_r}{w_s - w_r}$	$a_l, b_l, c_l$ = parámetros asumidos para ser funciones únicas del índice de distribución del tamaño de poro $\lambda$ .
Campbell (1974)	$w = w_s, \quad \Psi < \Psi_{aev}$ $w = w_s \left[ \frac{\Psi}{\Psi_{aev}} \right]^{-1/bc} \quad \Psi > \Psi_{aev}$	$\Psi_{aev}$ = Valor de entrada de aire del suelo. $bc$ = parámetro de ajuste.
van Genuchten (1980)	$\Theta_n = \frac{1}{[1 + (a_{vg} \Psi)^{n_{vg}}]^{m_{vg}}}$ <p>dónde:</p> $\Theta_n = \frac{w(\Psi) - w_r}{w_s - w_r}$	$a_{vg}, n_{vg}, m_{vg}$ = parámetros de ajuste relacionados principalmente con al inversa del valor de entrada de aire (con unidades 1/kPa). $n_{vg}, n_{vm}, n_{vb}$ = parámetros de ajuste relacionados principalmente con la tasa de salida del agua del suelo cuando se ha excedido el valor de entrada de aire.
van Genuchten (1980) - Mualem (1976)	$\Theta_n = \frac{1}{[1 + (a_{vg} \Psi)^{n_{vg}}]^{m_{vg}}}$ <p>dónde:</p> $m_{vm} = 1 - \frac{1}{n_{vm}}$	$m_{vg}, m_{vm}, m_{vb}$ = parámetros de ajuste relacionados principalmente con el contenido de agua en condiciones residuales.
van Genuchten (1980) - Burdine (1953)	$\Theta_n = \frac{1}{[1 + (a_{vg} \Psi)^{n_{vg}}]^{m_{vg}}}$ <p>dónde:</p> $m_{vb} = 1 - \frac{1}{n_{vb}}$	
Mckee y Bumb (1984) (distribución Boltzmann)	$\Theta_n = \operatorname{EXP} \left[ \frac{a_{m1} - \Psi}{n_{m1}} \right]$ <p>dónde:</p> $\Theta_n = \frac{w(\Psi) - w_r}{w_s - w_r}$	$a_{m1}$ = parámetro de ajuste de la curva $n_{m1}$ = parámetro de ajuste de la curva
Mckee y Bumb (1984) (distribución Fermi)	$\Theta_n = \frac{1}{1 + \exp \left[ \frac{(\Psi - a_{m2})}{n_{m2}} \right]}$ <p>dónde:</p> $\Theta_n = \frac{w(\Psi) - w_r}{w_s - w_r}$	$a_{m2}$ = parámetro de ajuste de la curva $n_{m2}$ = parámetro de ajuste de la curva

Pasa...

Continúa...

AUTOR (ES)	ECUACIÓN PROPUESTA	DESCRIPCIÓN DE PARÁMETROS
Fredlund y Xiang (1994)	$w(\Psi) = C(\Psi) \frac{w_s}{\left[ \ln e + \left( \frac{\Psi}{a} \right)^n \right]^m}$ <p>dónde:</p> $C(\Psi) = 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\Psi}{\Psi_r} \right)}{\ln \left[ 1 + \left( \frac{10^6}{\Psi_r} \right) \right]}$ $\Theta_d = \frac{w(\Psi)}{w_s}$	<p>a = parámetro de ajuste que principalmente una función del valor de entrada de aire del suelo.</p> <p>n = parámetro de ajuste que es principalmente una función de la tasa de salida de agua del suelo cuando el valor de entrada de aire ha sido excedido.</p> <p>m = parámetro de ajuste que es principalmente una función del contenido de agua residual.</p> <p>c(<math>\psi</math>) = factor de corrección que es principalmente una función de la succión correspondiente al contenido de agua residual.</p>
Pereira y Fredlund (2000)	$w(\Psi) = w_r + \frac{w_s - w_r}{\left[ 1 + \left( \frac{\Psi}{a_p} \right)^{n_p} \right]^{\frac{1}{m_p}}}$	<p>a<sub>p</sub> = parámetro de ajuste que es principalmente una función del valor de entrada de aire del suelo.</p> <p>n<sub>p</sub> = parámetro de ajuste que es principalmente una función de la tasa del agua del suelo, hasta que el valor de entrada de aire es excedido.</p> <p>m<sub>p</sub> = parámetro de ajuste que es principalmente una función del contenido de agua residual.</p>
Pham y Fredlund (2005)	$\begin{cases} W_1(\Psi) = w_u - S_1 \log \Psi & 1 \leq \Psi < \Psi_{aev} \\ W_2(\Psi) = W_{aev} - S_2 \log \frac{\Psi}{\Psi_{aev}} & \Psi_{aev} \leq \Psi < \Psi_r \\ W_3(\Psi) = S_3 \log \frac{10^6}{\Psi} & \Psi_r \leq \Psi < 10^6 \text{ kPa} \end{cases}$	<p>S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub>, S<sub>3</sub> = pendiente de las secciones rectas de la CCSA en cada una de las tres zonas.</p> <p>W<sub>u</sub> = contenido de agua a 1kPa.</p> <p>W<sub>aev</sub> = contenido de agua en el valor de entrada de aire.</p> <p>W<sub>1</sub>, W<sub>2</sub>, W<sub>3</sub> = contenido de agua en lo segmentos lineales 1, 2 y 3 respectivamente.</p>

De acuerdo con los autores mencionados en la Tabla 3-2, se presentan dos dificultades con las ecuaciones citadas. La primera dificultad se manifiesta en el rango de bajas succiones, ya que se presenta una inestabilidad numérica al modelar el comportamiento del suelo no saturado en el rango de baja succión, dado que al realizar una diferenciación de la ecuación arroja un valor de almacenamiento de agua que se aproxima a cero, lo cual no ocurre en realidad puesto que en este rango los materiales tipo suelo han llenado casi por completo la totalidad de sus poros. El segundo problema se presenta para valores altos de succión, puesto que al superar el valor de condición residual, donde los resultados son asintóticos a una línea horizontal y la succión tiende a infinito, situación que tampoco es cierta.

En la presente investigación se tuvo en cuenta el modelo propuesto por Fredlund & Xing (1994), el cual corrige el problema para altos contenidos de succión y se basa en las siguientes hipótesis:

- La SWRC depende de la distribución de los poros
- Los meniscos formados presentan geometría esférica, debido a que los poros presentan sección circular, y los canales que interconectan tales poros son cilíndricos y dispuestos aleatoriamente.

La Ecuación 3-6 se escribe como sigue;

Ecuación 3-6

$$\omega(\Psi) = C(\Psi) = \frac{\omega_s}{\{\ln[e + (\Psi/a)^n]\}^m}$$

Dónde:

- $\omega(\Psi)$  = Contenido gravimétrico de agua
- $C(\Psi)$  = Factor de corrección que dirige la SWRC a  $10^6$  para cero contenido de agua
- $\omega_s$  = Contenido gravimétrico de agua de saturación
- $a, n, m$  = Parámetros de ajuste para la SWRC, obtenidos gráficamente.
- $e$  = Constante irracional igual a 2.71828 para tomar el logaritmo natural

El valor del parámetro “a” está asociado con el valor de entrada de aire. La variación en la magnitud del parámetro “n” genera el cambio de la pendiente en la zona de transición de la curva de retención. El parámetro “m” hace que la curva de retención se acerque al eje de succión para valores de succión altos, este parámetro indica altos valores de succión y bajo contenido de agua.

### 3.5 RESISTENCIA AL CORTE DE LOS SUELOS

El esfuerzo de corte de un suelo, es la resistencia interna por unidad de área que ofrece el suelo para resistir una falla o deslizamiento a largo de cualquier plano dentro de este (Poulos, 1989). Por otra parte, la resistencia al corte del suelo es el resultado de la fricción y el entramamiento de las partículas, así como de la cementación o unión en los contactos de las partículas. La mecánica clásica, simplifica y define los parámetros de resistencia al corte de los suelos y los llama cohesión (c) y el ángulo de fricción interna( $\phi$ ) (Poulos, 1989). En general, teniendo en cuenta las anteriores secciones de este capítulo, la resistencia al corte del suelo se presenta por la interacción las fases que lo componen, las características y composición de las mismas. Debido a que la resistencia al corte de los materiales térreos es una de las variables más importantes, muchos investigadores han tratado de implementar tanto teorías como equipos que permitan cuantificarla y así poder realizar diseños más confiables y con menor incertidumbre ya que su uso es aplicado a la estabilidad de taludes, capacidad de carga y

presión de tierras entre otros, obras que involucran la seguridad y la integridad tanto de vidas humanas y como de infraestructura. A continuación, se presentan algunos fundamentos básicos para la investigación de la resistencia al corte.

### 3.5.1 Teoría de la resistencia al corte en suelos

Coulomb (1776), realizó la más importante contribución al problema de la resistencia al corte del suelo ya que postuló su teoría de presión de tierras, e introdujo de manera empírica la Ecuación 3-7 para determinar su magnitud. Su teoría sugiere que la resistencia total al corte de un suelo ( $\tau$ ) está dada por la suma de la resistencia a la cohesión ( $c$ ), más la fricción ( $\sigma \cdot \tan \phi$ ), que aumenta de manera proporcional al esfuerzo normal actuante sobre el plano considerado.

Ecuación 3-7

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Dónde;

$\tau$  = esfuerzo de corte

$c$  = la cohesión

$\phi$  = ángulo de fricción

$\sigma$  = esfuerzo normal

Sin embargo, la Ecuación 3-7 no siempre condujo a resultados satisfactorios, principalmente debido a que la estimación de sus coeficientes supone un conocimiento de las propiedades físicas del suelo y el entendimiento del fenómeno que determina la resistencia del mismo. Para solucionar en parte este nuevo problema, Terzaghi (1925) publicó "Erdbaumechanick" e introdujo las bases fundamentales de la geotecnia y el principio de los esfuerzos efectivos, descrito mediante la Ecuación 3-8 como sigue.

Ecuación 3-8

$$\sigma' = \sigma - u$$

En donde,

$\sigma'$  = esfuerzo efectivo

$\sigma$  = esfuerzo normal, altura de la columna de suelo por su peso unitario ( $h_s \cdot \gamma_s$ )

$u$  = presión hidrostática en el fluido de poros, altura de la columna de agua por su peso unitario ( $h_w \cdot \gamma_w$ )

Terzaghi encontró que *“cuando la carga aplicada a un suelo es cambiada repentinamente, este cambio es asumido conjuntamente por el fluido de poros y por el esqueleto mineral. El cambio en la presión de poros causará el movimiento del agua a través del suelo, entonces las propiedades del suelo cambiarán con el tiempo”*. Teniendo en cuenta lo anterior, la expresión para determinar la resistencia al corte del suelo tiene la forma de la Ecuación 3-9.

Ecuación 3-9

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

Donde,

$c'$  = cohesión

$\phi'$  = Ángulo de fricción

El concepto de esfuerzos efectivos es uno de los pilares fundamentales de la mecánica de los suelos saturados, ya que mediante este, es posible estudiar su comportamiento el cual está gobernado por esfuerzos efectivos en las tres dimensiones. El estado de esfuerzos para los suelos saturados se puede determinar mediante la construcción del tensor de esfuerzos, el cual se escribe tal como se muestra en la Ecuación 3-10.

Ecuación 3-10

$$\begin{bmatrix} \sigma_x - u & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - u & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - u \end{bmatrix}$$

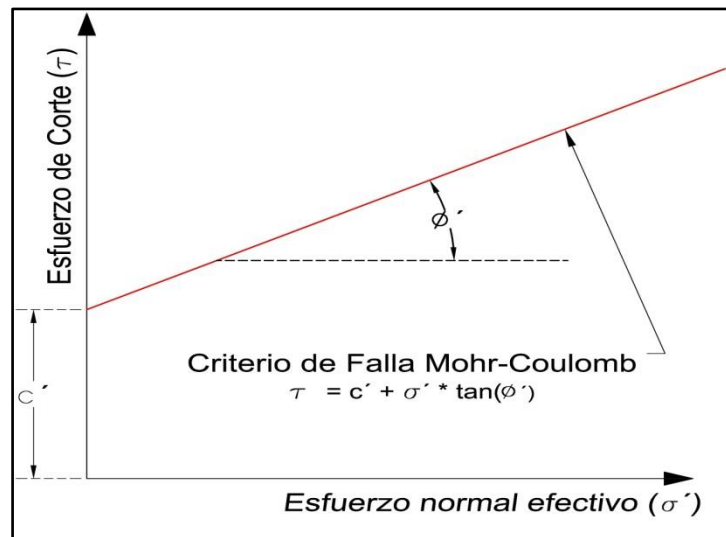
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  = esfuerzo normales en las direcciones x, y, z.

$u$  = presión del agua de poros

$\tau$  = esfuerzos cortantes

Basado en estos aportes, Mohr (1900) presentó una teoría que sostiene que los materiales fallan a causa de una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo de corte y no por un esfuerzo normal o por esfuerzo corte, en el ámbito de la geotecnia la Ecuación 3-9 es más conocida como el criterio de falla de Mohr – Coulomb y su representación gráfica se presenta en la Figura 3-5.

Figura 3-5. Criterio de falla de Mohr – Coulomb (Tomado de Braja, 2010)



### 3.5.2 Resistencia al corte en suelos parcialmente saturados

A diferencia de los suelos saturados, en los cuales la resistencia al corte está relacionada al esfuerzo efectivo ( $\sigma'$ ) y las características de sus dos fases, en los suelos parcialmente saturados el comportamiento mecánico está asociado a dos variables, el esfuerzo tensor ( $\sigma' - u_a$ ), que está referido al esfuerzo normal neto ( $\sigma$ ) y la succión matricial ( $u_a - u_w$ ), siendo  $u_a$  la presión de aire de poros y  $u_w$  la presión del agua de poros (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Fredlund et al. (1978), propusieron la Ecuación 3-11 para estimar el comportamiento del esfuerzo de corte en suelos parcialmente saturados, la cual se encuentra en términos de las dos variables de estado mencionadas anteriormente. Esta propuesta es una extensión de la ecuación de Mohr – Coulomb para esfuerzo de corte en suelos saturados, la Figura 3-6 esquematiza la propuesta de envolvente de falla extendida a suelos no saturados.

Ecuación 3-11

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b$$

Donde

$\tau_{ff}$  : es el esfuerzo de corte sobre el plano de falla



$c'$  : es el intercepto de la envolvente de falla de Mohr - Coulomb extendida sobre el eje de esfuerzo de corte donde el esfuerzo normal neto y la succión matricial en la falla son iguales a cero, también se conoce como cohesión efectiva

$(\sigma_f - u_a)_f$  : es el estado del esfuerzo normal neto sobre el plano de falla

$u_{af}$  : es la presión de aire de poro sobre el plano de falla

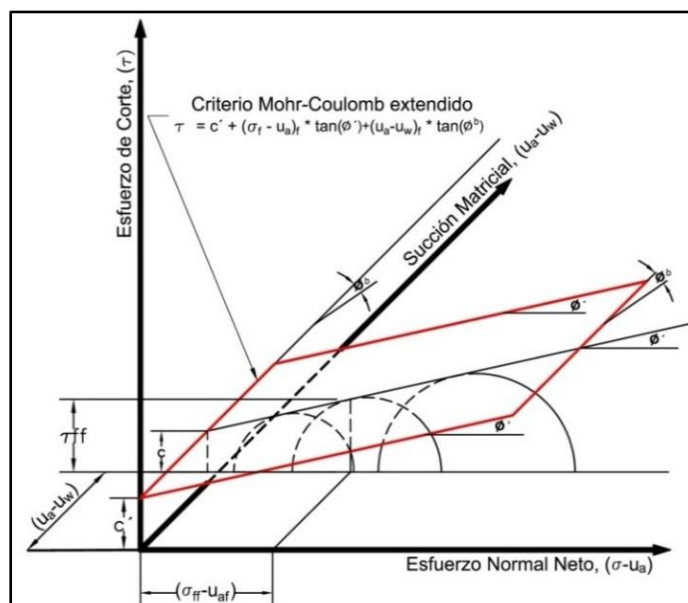
$\phi'$  : es el ángulo de fricción interna asociado con la variable de estado del esfuerzo normal neto  $(\sigma_f - u_a)_f$ .

$(u_a - u_w)_f$  : es la succión matricial sobre el plano de falla

$\phi^b$  : es el ángulo indicando la tasa de incremento en el esfuerzo de corte relativo a la succión matricial  $(u_a - u_w)_f$ .

La envolvente de esfuerzo de corte para suelos no saturados fue propuesta originalmente como una superficie planar en base a un conjunto limitado de datos disponibles en la literatura (Fredlund et al., 1978). Posterior evidencia experimental, aportada por varios investigadores (Escario y Sáez (1986) entre otros) establecieron que el esfuerzo de corte para suelos no saturados es no lineal cuando se ensaya en un amplio rango de succiones. La Ecuación 3-11 es válida para realizar la interpretación de datos para envolventes de esfuerzo de corte lineales y no lineales.

Figura 3-6. Envolvente de esfuerzo de corte para suelos no saturados (Tomado de Fredlund & Rahardjo (1993))



Otra propuesta para realizar la interpretación del esfuerzo de corte para suelos no saturados fue aportada por Bishop (1959), quien presentó la Ecuación 3-12 que es una extensión del principio de esfuerzo efectivos para suelos no saturados.

Ecuación 3-12

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w)[(\chi)(\tan \phi')]$$

Donde;

$\tau$	= esfuerzo de corte en suelos no saturados
$c'$	= cohesión efectiva
$\phi'$	= ángulo de fricción
$(\sigma_n - u_a)$	= esfuerzo normal neto
$(u_a - u_w)$	= succión mátrica
$\chi$	= parámetro dependiente del grado de saturación.

El valor de  $\chi$  fue asumido y varía entre 1 y 0, y representa la variación desde un suelo en condición completamente saturado hasta uno totalmente seco respectivamente. Algunos resultados experimentales de resistencia al corte interpretados de acuerdo con la Ecuación 3-11, han sido presentados por Fredlund et al. (1978), Ho y Fredlund (1982) y Fredlund & Rahardjo (1985). El valor de  $\phi^b$ , que expresa el efecto de la succión sobre la resistencia al corte del material, varía significativamente para diferentes suelos desde valores muy pequeños hasta valores cercanos a  $\phi'$  (Fredlund et al., 1978). Por otra parte, Escario & Sáez (1986), presentan resultados obtenidos de los ensayos de corte directo con succión controlada que muestran que  $\phi'$  tiene tendencia a aumentar un poco con la succión, por lo que sugiere que una expresión del tipo  $\phi^b = \chi \tan \phi'$ , soportada por la Ecuación 3-12, es más realista.

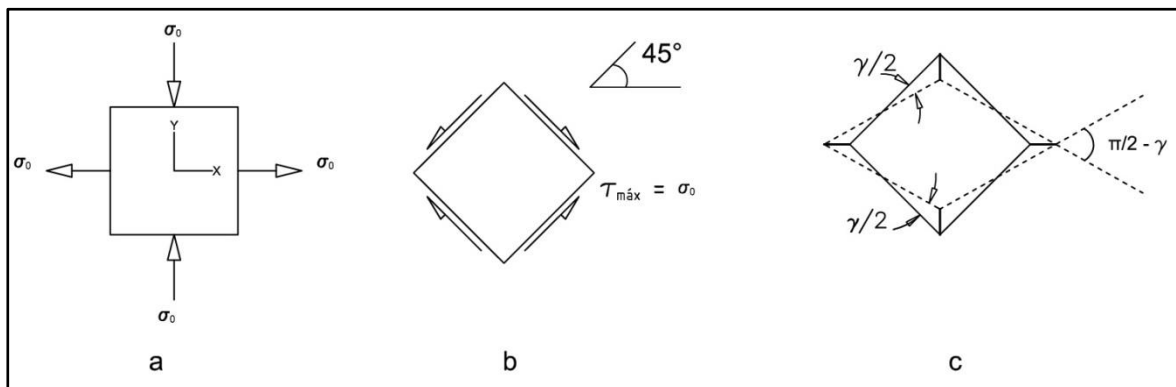
Por otra parte, los modelos descritos anteriormente tienen su origen en la necesidad de representar el comportamiento de la resistencia al corte de los suelos en general, asumiendo que las metodologías aplicadas en campo y en laboratorio realizan una medición representativa del material. Sin embargo, estos modelos tendrían un enorme poder de predicción si incluyeran más variables y si las mediciones de estas fueran las correctas. Para el caso particular de la resistencia al corte, se deben tener algunas precisiones sobre el corte puro y el corte simple, tal y como se describe en la siguiente sección.

### 3.5.3 Corte puro y corte simple

Dada la complejidad de los esfuerzos y las deformaciones que los materiales presentan en campo, los ensayos de laboratorio se basan en modelos simplificados mediante los cuales se busca obtener el comportamiento aproximado de estos materiales ante condiciones teóricas de trabajo. Para entender la diferencia entre el caso ideal y un caso real, se podría realizar una distinción entre el corte puro y el corte simple.

De acuerdo con Jager (1969), el corte puro es un caso particular en el que se presenta un esfuerzo de compresión y otro de tracción de igual magnitud (Figura 3-7 parte a), el esfuerzo cortante máximo se produce en un plano inclinado a  $45^\circ$  con respecto a la horizontal y presenta la misma magnitud de los esfuerzos de compresión y de tracción (Figura 3-7 parte b). Sobre la cara del plano inclinado no se presenta ningún esfuerzo, ni de compresión ni de tracción, el elemento de suelo está sometido únicamente a esfuerzos cortantes y por lo tanto su estado es de corte puro. El elemento de suelo es sometido a un estado plano de deformaciones, ya que, al presentarse un cambio en una de las dimensiones de la muestra, se genera una deformación de la misma magnitud, pero de sentido contrario en el otro eje, lo que significa que no se presentan cambios en su área o volumen al ser sometido a corte puro (Figura 3-7 parte c).

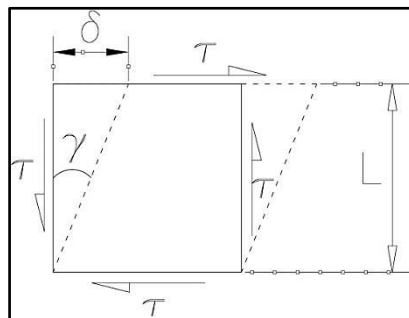
Figura 3-7. Elemento sometido a corte puro (Tomado de Amortegui Gil et al., 1979)



Por otra parte, teniendo en cuenta la Figura 3-8, sobre un elemento de suelo sometido a corte simple también se presenta un estado plano de deformación (deformación en una sola dirección,  $\delta$ ), pero en este caso, todos los planos paralelos al eje de deformación presentan deslizamiento debido a los esfuerzos ( $\tau$ ) sin cambiar la distancia (L) entre cada

punto. El ángulo  $\gamma$ , es una medida de la distorsión del elemento de suelo debida al esfuerzo de corte ( $\tau$ ) y se llama “deformación de corte” el cual se determina mediante la relación  $\delta/L$ . Durante el corte simple también se presentan deformaciones a volumen constante. El corte simple es igual al corte puro más una rotación. En la Figura 3-8 podemos observar el tipo de deformación producida por el corte simple.

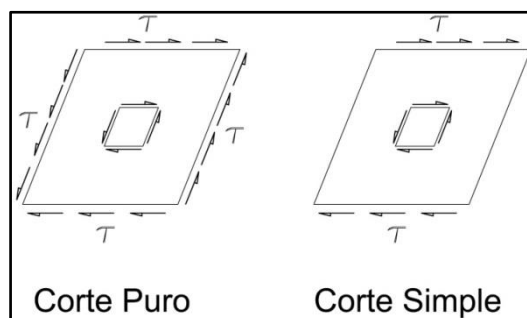
Figura 3-8. Deformación por corte



Finalmente, en la

Figura 3-9 podemos observar que el corte simple difiere del corte puro por la ausencia de esfuerzos cortantes sobre las caras laterales de la muestra, sin embargo, la condición de esfuerzos en el centro de la muestra corresponde de manera aproximada a la condición de corte puro.

Figura 3-9. Comparación entre corte puro y corte simple (Tomado de Amortegui Gil et al., 1979)



### 3.5.4 Variables que intervienen en la resistencia al corte.

La resistencia al corte del suelo depende de los esfuerzos efectivos, las condiciones de drenaje, la densidad de las partículas, la velocidad de deformación y la dirección de la

deformación. En ese sentido y de acuerdo con la Tabla 3-3, la resistencia al corte se ve afectada por la consistencia de los materiales, la mineralogía, la distribución y el tamaño del grano, la forma de las partículas, la relación de vacíos inicial y características innatas del material tales como capas, juntas, fisuras y cementación (Poulos, 1989).

Tabla 3-3. Factores que influyen el esfuerzo de corte de los suelos (Tomado de Poulos, 1989)

FACTOR	DEFINICIÓN Y CARACTERÍSTICAS
Composición del suelo	Mineralogía Tamaño del grano y forma de distribución Cantidad y tipo de fluido de poro Liones en los granos y en el fluido de poros
Estructura	Capas, separaciones (anisotropía) Juntas, espejo de falla, vacíos, inclusiones, huecos (no homogeneidad) Cementación Términos usados: granos individuales, floculante, aplanado, imperturbable, remoldeado, comprimido, consolidado desde el límite líquido
Estado (inicial)	Esfuerzo efectivo menor principal Esfuerzo de corte (relación de esfuerzo) Relación de vacíos (densidad) Grado de saturación- calculado a partir del contenido de agua y la relación de vacíos Temperatura
Método de Carga	Trayectoria de esfuerzos efectivos <ul style="list-style-type: none"> <li>• Trayectoria de esfuerzos totales (Tipo de ensayo)</li> <li>• Grado de drenaje (drenado, no drenado, intermedio)</li> </ul> Tipo de carga <ul style="list-style-type: none"> <li>• Magnitud (amplitud)</li> <li>• Velocidad (estática, dinámica)</li> <li>• Historial de tiempo (monotónica, repetida, variable)</li> </ul>

Esfuerzo de corte:

- El esfuerzo pico in situ es afectado por todos los factores anteriores en diferentes grados
- El esfuerzo del estado estacionario in situ es dependiente sobre todo de la composición del suelo y (a) el esfuerzo efectivo normal para ensayos drenados y (b) la relación de vacíos para ensayos no drenados.

Envoltantes de resistencia:

- La envoltante de resistencia pico graficada en términos del esfuerzo efectivo, es decir, la envoltante de resistencia medida para un suelo con esfuerzos de consolidación efectivos variables, es usualmente afectada por todos los factores.
- Los ensayos muestran que la envoltante de esfuerzo en estado estacionario es afectada solamente por la composición del suelo.

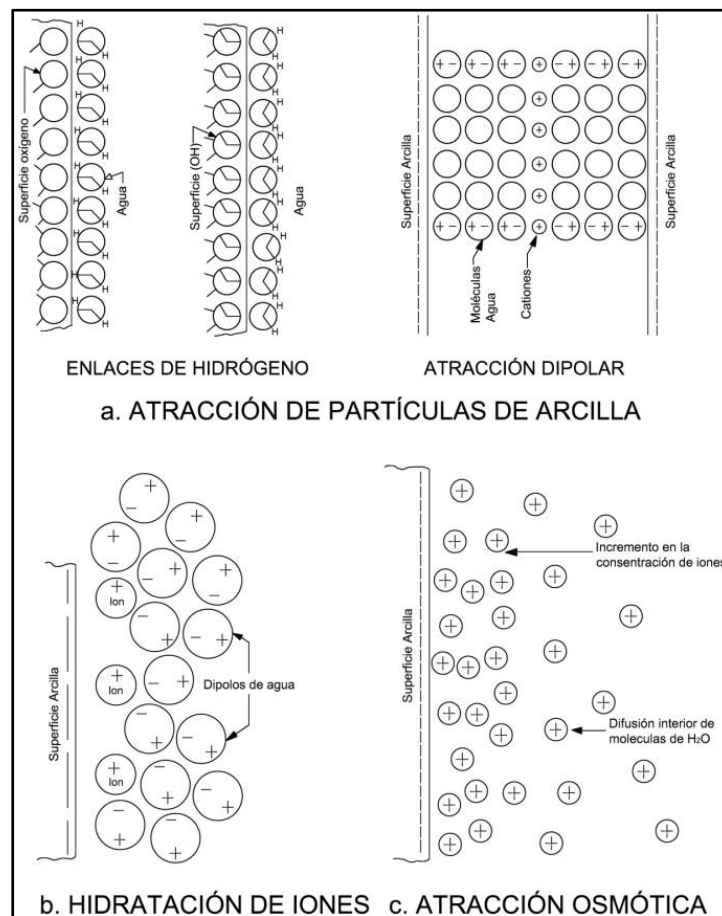
Muchas investigaciones se han realizado con el objetivo de identificar las variables que intervienen en la resistencia al corte de los suelos. Algunos estudios como el de Snethen et al., (1977), atribuyen parte de la resistencia al corte y los cambios volumétricos de los suelos arcillosos a mecanismos de escala microscópica que tienen gran influencia en el comportamiento de los suelos cohesivos, estos son, la atracción de partículas de arcilla, la hidratación de cationes y la repulsión osmótica. Sin embargo, estos tres mecanismos no actúan de forma independiente, sino que dependen uno del otro. Estos tres grandes mecanismos a micro-escala pueden ser representados por la succión total, que a su vez está compuesta por la succión matricial y la succión osmótica.

La atracción de partículas de arcilla es una fuerza que se genera entre la superficie de las partículas minerales de arcilla, entre los minerales de arcilla y el agua y entre los minerales de arcilla y cationes en el agua de poros, ver Figura 3-10 (a). La estructura cristalográfica del mineral de arcilla está compuesta por diminutas plaquetas de forma rectangular con caras planas, cargas negativas y aristas de forma irregular con carga negativa o positiva dependiendo del tipo de enlaces en su superficie (Braja, 2010). Al sustituirse el catión de menor valencia en las capas tetraédricas y octaédricas de las hojas, la carga negativa desarrollada puede presentar una considerable fuerza para la atracción de agua en forma de hidratación de los cationes. Los enlaces de hidrógeno atraen moléculas de agua a la superficie mineral de arcilla utilizando la atracción dipolo - dipolo de las moléculas de agua, mientras que, el oxígeno de las partículas de suelo es atraído y unido con el lado positivo de las moléculas de agua dipolares y los hidroxilos son atraídos por el lado negativo de las moléculas de agua (Snethen et al., 1977), ver Figura 3-10 (b). Estos enlaces de hidrógeno, son la base para la construcción de la capa de agua sobre las partículas de arcilla y también son la fuente de la presión de succión que puede influenciar el esfuerzo cortante del suelo.

La energía que se provoca mediante el mecanismo de hidratación de las superficies de las partículas y de los cationes intercapa, genera grandes fuerzas repulsivas a pequeñas distancias de separación entre capas, esta distancia entre superficies no supera los 2 nm aproximadamente, ver Figura 3-10 (b). La hidratación de cationes también genera un incremento físico en el tamaño (radio iónico) después de la hidratación. La energía neta requerida para eliminar las últimas capas de agua cuando las placas de arcilla se comprimen juntas puede ser de 0,05 a 0,1 J/m<sup>2</sup> (Mitchell y Soga, 2005). La repulsión

osmótica tiene lugar cuando el sistema cationes del agua – partículas de arcilla entra en contacto con un fluido exterior con diferente concentración de iones. El sistema de doble capa, actúa como una membrana semipermeable que permite que las moléculas de agua entren o salgan hasta lograr el equilibrio de las dos diferentes concentraciones de iones que existentes entre un fluido de poro y el conjunto suelo – agua – iones, ver Figura 3-10 (c). El agua es expelida por el sistema si la concentración de sales es más grande en el fluido de poro externo que dentro del sistema (Snethen et al., 1977).

Figura 3-10. Mecanismos de absorción de agua de las superficies de arcilla (Tomado de Mitchell y Soga, 1976).



### 3.6 MODULO DE CORTE (G)

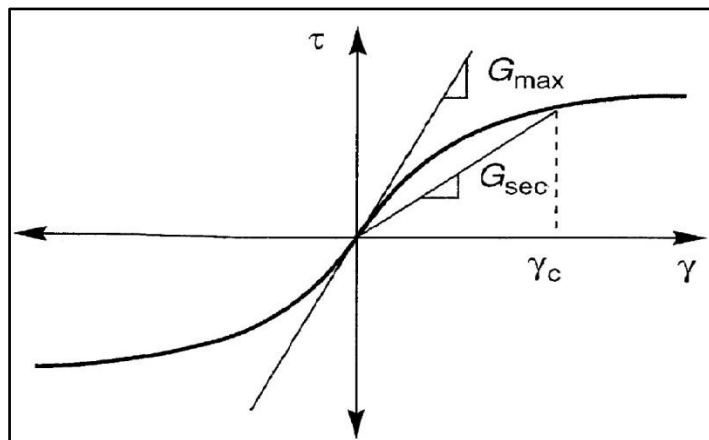
En muchas situaciones en el campo de la geotecnia (como es el caso de cimentaciones) los materiales en campo son sometidos a sobrecargas, tanto estáticas como dinámicas,

que generan esfuerzos de corte y que requieren del estudio de su comportamiento a pequeñas y grandes deformaciones para lo cual se emplean diferentes modelos de análisis y equipos de campo y de laboratorio para su medición y análisis.

### 3.6.1 Definición y características

El módulo de corte es una relación entre la tensión y la deformación de corte, siendo este una medida de la dureza del material. Las unidades del módulo de corte ( $G$ ) son masa por longitud<sup>-1</sup> por tiempo<sup>-2</sup>. De acuerdo con Hardin y Black (1968), el módulo de corte está influenciado por el esfuerzo de confinamiento efectivo medio, el grado de saturación (o succión), la granulometría y mineralogía, la relación de consolidación, la estructura del suelo y la relación de vacíos. El tratamiento del módulo de corte se realiza mediante la evaluación de su magnitud en dos zonas o rangos de deformación en los que su comportamiento varía, por lo que se emplea un criterio de deformación para estimar su valor, ver Figura 3-11. De acuerdo con los rangos de deformación presentados en la Figura 3-12, los módulos de corte son los siguientes:

Figura 3-11. Módulo de corte  $G_{\max}$  y  $G_{\sec}$  (Tomado de Kramer (1996))



- *Módulo de Corte máximo ( $G_0$  ó  $G_{\max}$ ):* es determinado en el rango de deformaciones menores a  $10^{-3}\%$  ya que en este rango los materiales téreos presentan un comportamiento aproximado entre lineal elástico y visco-elástico; se obtiene al dividir el máximo valor de esfuerzo de corte, de la porción recta de la curva ( $\tau$  vs  $\gamma$ ), entre la deformación angular alcanzada para dicho valor de corte, ver Ecuación 3-13. El módulo  $G_0$  puede ser medido directamente mediante



ensayos de laboratorio con la ayuda de la Columna Resonante, el Hollow Cylinder y el Corte Torsional.

Ecuación 3-13

$$G_0 = \frac{\tau_c}{\gamma_c}$$

En dónde;  $\tau_c$  es el esfuerzo cortante medido en un punto y  $\gamma_c$  es su correspondiente deformación angular.

El módulo de corte máximo también puede ser determinado al medir la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) en campo mediante ensayos sísmicos, como son el Down Hole y el Cross Hole (Stokoe & Woods, 1972) entre otros, y en laboratorio mediante los ensayos de pulsos de ultrasonido (Lawrence, 1963; Naccid & Taylor, 1967), elementos bender piezocerámicos y geófonos miniatura adaptados en la cámara triaxial (Nishio y Tamaoki, 1998; Stokoe et al., 1991), el cálculo presenta la forma de la Ecuación 3-14, la cual es una derivada de la ecuación de propagación de una onda en una barra.

Ecuación 3-14

$$G_0 = \rho V_s^2$$

Donde,  $\rho$  es la densidad del material y  $V_s$  es la velocidad de onda de corte medida para el mismo material.

De acuerdo con Hardin (1978), el  $G_0$  para arcillas está en función de la aplicación del esfuerzo normal, la relación de vacíos y la relación de sobreconsolidación, pero, debido a que la relación de vacíos toma en gran medida el efecto de la relación de sobreconsolidación esta última variable se ha obviado para construir la Ecuación 3-15, empírica, que describe el comportamiento del  $G_0$  en función de estos factores.

Ecuación 3-15

$$G_0 = Sf(e)(\sigma'_v * \sigma'_h)^n P_a^{(1-2n)}$$

Donde  $f(e)$  es la función de la relación de vacíos,  $n$  es un parámetro que indica la influencia del esfuerzo,  $P_a$  es la presión atmosférica y  $S$  es un parámetro adimensional que caracteriza el suelo.

Por otra parte, Viggiani y Atkinson (1995), propusieron la Ecuación 3-16 para determinar  $G_0$  mediante un ensayo de consolidación isotrópica para arcillas reconstituidas.

Ecuación 3-16

$$\frac{G_0}{p'_r} = A \left( \frac{p'}{p'_r} \right)^n \left( \frac{p'_p}{p'} \right)^m$$

Donde  $p'_r$  es una presión de referencia,  $p'_p$  es el esfuerzo de la intersección de la línea expansión con la línea de consolidación normal y  $A$ ,  $n$  y  $m$  son parámetros adimensionales del suelo. La relación  $p'_p/p'$  es la relación de sobreconsolidación en términos de esfuerzos isotrópicos.

- *Módulo de Corte Secante ( $G$  o  $G_{sec}$ ):* su estimación se realiza en el rango de deformaciones mayores a  $10^{-3}\%$ . En este rango de deformación el módulo  $G$  presenta una importante variación respecto del módulo  $G_0$ , su comportamiento deja de ser lineal elástico y su magnitud es considerablemente menor, dada la amplitud de deformación. La Ecuación 3-17, presenta el cálculo efectuado para la medición del módulo de corte ( $G$ ) y su representación gráfica se puede apreciar en la Figura 3-11. El módulo de corte también puede ser calculado en función del módulo de rigidez ( $E$ ) y de la relación de Poisson ( $\nu$ ) como sigue:

Ecuación 3-17

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Donde  $\tau$  es el esfuerzo de corte medido y  $\gamma$  es su correspondiente deformación angular.

Algunos de los equipos de laboratorio más empleados para la estimación de este parámetro son el triaxial cíclico, el corte simple y el corte torsional cíclico. Mientras que para la estimación en campo del módulo  $G$  y otros parámetros del suelo, se requiere de la instrumentación y medición de las ondas sísmicas

mediante acelerógrafos tanto a nivel de roca como a nivel de superficie, su procesamiento y análisis se realiza mediante programas de computación como son EERA, FLAC, SHAKE, MIDAS, entre otros.

### 3.6.2 Factores que afectan el módulo de corte (G)

Como se indicó en la sección 3.5.4, existen múltiples factores que intervienen en la resistencia al corte los cuales tienen el mismo efecto sobre el módulo de corte. Diferentes autores han realizado esfuerzos para establecer el efecto que tienen algunos factores sobre el módulo de corte, entre los trabajos más destacados se tienen los siguientes.

- *Efecto de la deformación:* Evidentemente, al aumentar la amplitud de deformación angular ( $\gamma$ ) el módulo de corte (G) tiende a reducirse, sin embargo, se estima que el módulo de corte  $G_0$  permanece prácticamente constante para deformaciones angulares menores a  $10^{-3}\%$ , rango en el que el comportamiento del suelo es asumido como inicialmente lineal elástico. Entre  $10^{-3}\%$  y  $1\%$ , el suelo presenta un comportamiento elasto-plástico no lineal con deformaciones permanentes (Díaz-rodríguez, 2005), tal como se ilustra en la Figura 3-12.

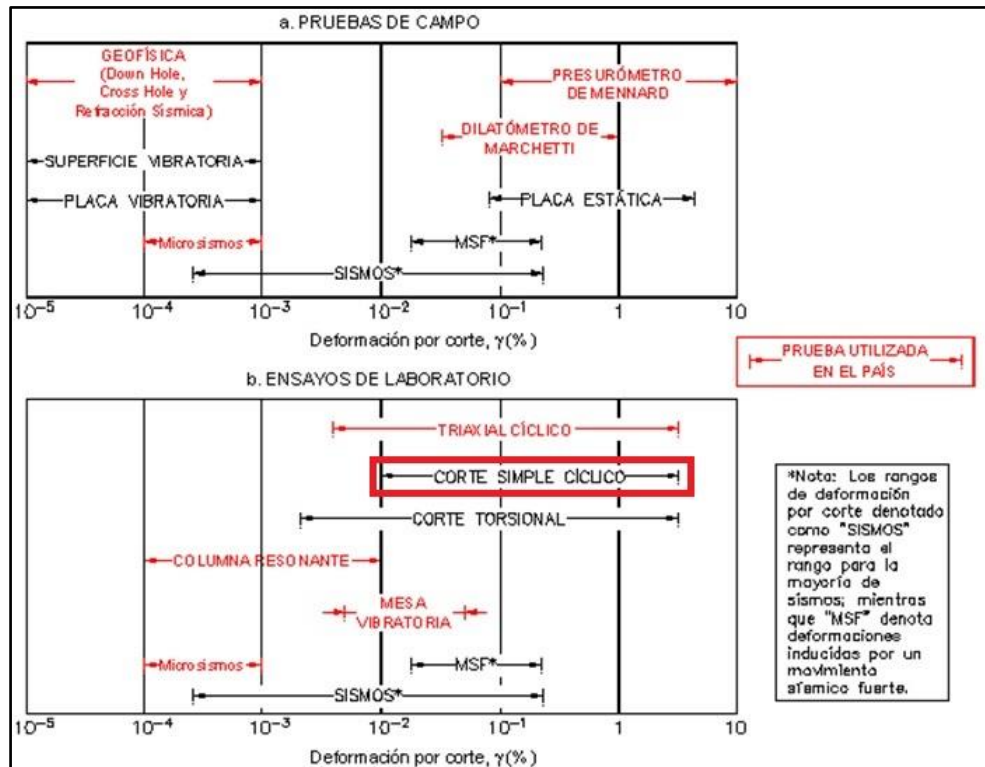
Figura 3-12. Rangos de deformación y modelos de análisis (tomada de Ishihara, 1996a)

Deformación de Corte	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$
	Pequeñas Deformaciones	Medianas Deformaciones		Grandes Deformaciones		Deformaciones de Falla
Elástico						
Elasto-plástico						
Falla						
Efecto de carga repetida						
Efecto de velocidad de carga						
Modelo	Elástico Lineal		Visco Elástico		Elastico Plástico	
Método de respuesta	Lineal		Lineal equivalente		Integración Paso a Paso	

Teniendo en cuenta que el comportamiento del suelo varía con la deformación y que estas deformaciones son producidas por cargas tanto estáticas como dinámicas, en la mecánica de suelos se emplean equipos especializados para estudiar el comportamiento

de los suelos en rangos de deformación particularmente importantes, tal como se presenta en la Figura 3-13. Para el presente trabajo, es de especial interés el rango de deformación abarcado por el equipo de corte simple el cual se encuentra resaltado (recuadro de color rojo) en la figura mostrada a continuación.

Figura 3-13. Ensayos de campo y de laboratorio con sus rangos de deformación (Tomado de Arango, 1980)



- *Efecto de la relación de vacíos:* de acuerdo con Ishihara (1996), uno de los mayores efectos sobre el módulo de corte es el causado por la relación de vacíos, ya que a través de esta, se pueden representar otros efectos como son el esfuerzo efectivo de confinamiento, la compactación de los materiales y la relación de sobreconsolidación entre los más importantes. Hardin y Richart (1963) advirtieron de la gran influencia que tiene la relación de vacíos sobre el módulo de corte y lo expresaron en términos de la Ecuación 3-18 y la Ecuación 3-19:

Ecuación 3-18

$$f(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$$

## Ecuación 3-19

$$f(e) = \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e}$$

La Ecuación 3-18 es usada para arenas limpias con relaciones de vacíos en el rango aproximado de entre 0.5 y 1.2 y la Ecuación 3-19 para arenas limpias de granos angulosos o arenas limosas con relaciones de vacíos mayores.

Este parámetro es tan importante que muchos investigadores han intentado encontrar una función para la relación de vacíos que permita establecer el comportamiento de esta variable y así obtener el módulo de corte, tal como se evidencia en la Tabla 3-4, en la que se tuvo en cuenta la Ecuación 3-20 para desarrollar esas investigaciones.

## Ecuación 3-20

$$G_0 = Af(e)(\sigma'_0)^n$$

Donde A y n son constantes que dependen de la amplitud de la deformación de corte y  $\sigma'_0$  es el esfuerzo de confinamiento efectivo y sus unidades están en kPa al igual que  $G_0$ .

Tabla 3-4. Ecuaciones de relación de vacíos propuestas para determinar  $G_0$  (Tomado de Ishihara, 1996)

	Referencia	A	f(e)	n	Material
Arena	Hardin-Richart (1963)	7000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5	Arena de Ottawa de grano redondeado
		3300	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5	Cuarzo triturado de grano agular
	Shibata-Soelamo (1975)	42000	$0.67-e/(1+e)$	0.5	Tres tipos de arena limpia
	Iwasaki y otros (1978)	9000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.38	Once tipos de arena limpia
	Kokusho (1980)	8400	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5	Arena de Toyoura
	Yu-Richart (1984)	7000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5	Tres tipos de arena limpia
Arcilla	Hardin-Black (1968)	3300	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5	Kaolinita
	Marcuson-Wahls (1972)	4500	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5	Kaolinita, IP = 35
		450	$(4.4-e)^2/(1+e)$		Bentonita, IP = 60
	Zen-Umehara (1978)	2000 ~ 4000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5	Arcilla remoldeada, IP = 0 ~ 50
	Kokusho y otros (1982)	141	$(7.32-e)^2/(1+e)$	0.6	Arcilla inalterada, IP = 40 ~ 85

- *Efecto de la presión de confinamiento:* De acuerdo con Zen, Umehara, y Hamada (1978) el efecto de la presión de confinamiento decrece cuando el índice de plasticidad aumenta. Para arcillas con  $IP > 25$  la influencia de la presión de confinamiento es pequeña en el rango de deformaciones menores a 1% ((Díaz-rodríguez, 2005).
- *Efecto del índice de plasticidad:* el IP está relacionado con la forma de la curva de degradación del módulo de corte normalizada ya que al aumentar el IP, dicha curva presenta una menor reducción con el aumento de la deformación (Vucetic y Dobry, 1991).

### **3.7 CORTE SIMPLE Y LA INFLUENCIA DE LA SUCCIÓN EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS**

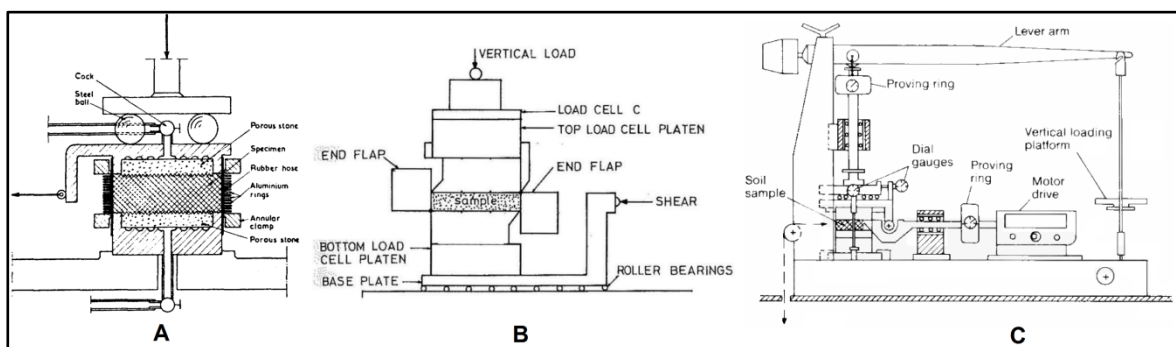
Mediante el equipo de corte simple se realiza el estudio en laboratorio del comportamiento esfuerzo – deformación de los suelos bajo condiciones de deformación cortante. En muchas situaciones de campo, las direcciones y magnitudes de los esfuerzos principales pueden llegar a tener variaciones significativas, por lo cual, es importante disponer de un equipo de laboratorio que represente adecuadamente los procesos de carga en los que se pudiera dar la rotación de los esfuerzos principales. El equipo de corte simple, ofrece ventajas considerables sobre otro tipo de equipos tradicionales, como el equipo triaxial, ya que éste permite ensayar muestras de suelo rotando el eje principal de esfuerzos durante la etapa de corte mientras que la muestra de suelo se mantiene bajo una condición plana de deformación. La prueba de corte simple puede reproducir, de manera aproximada, las situaciones de campo donde se espera un estado de tensión de corte puro. Dichas situaciones de campo pueden existir por ejemplo en análisis de terremotos a campo libre, cimentaciones en el mar, problemas de estabilidad de taludes, suelos bajo o junto a terraplenes, cortes o excavaciones, muros de contención y pilotes entre otros.

#### **3.7.1 Antecedentes del equipo de corte simple**

El primer equipo de corte simple fue construido en el año de 1936 por el Instituto Geotécnico Sueco (Royal Swedish Geotechnical Institute - SGI). Este equipo empleaba una muestra cilíndrica de 6cm de diámetro y 2cm de altura. Para confinar la muestra, el equipo usa una membrana de caucho y anillos de aluminio, tal y como se presenta en la

Figura 3-14 (A), la cual permite la deformación de la muestra en el sentido horizontal mientras mantiene su diámetro constante. Posteriormente Roscoe (1953), presentó una nueva propuesta del equipo de corte simple aludiendo que el equipo del SGI no sometía a las muestras ensayadas a condiciones de corte puro debido al método de confinamiento de la muestra, creando así el equipo presentado en la Figura 3-14 (B). Dicho equipo emplea muestras prismáticas de 6x6x2 cm, confinadas lateralmente por paredes metálicas rígidas e incluye una membrana de goma en el contorno de la muestra. Por otra parte, Bjerrum y Landva (1966) dan cuenta de un equipo de corte simple construido por ellos ambos en el año de 1961, mientras se encontraban al servicio del Instituto Geotécnico Noruego (Norwegian Geotechnical Institute – NGI), ver Figura 3-14 (C). Dicho equipo emplea una muestra cilíndrica de 8cm de diámetro y 1cm de altura confinada lateralmente por una membrana de caucho reforzada con una espiral de alambre de 0.15mm de diámetro y que se enrolla 25 vueltas por cm. La versión del equipo corte simple construida por Bjerrum y Landva (1966) e inspirada en el equipo del SGI descrito por Kjellman (1951), fue destinada al uso práctico y se ha vuelto muy popular como ensayo investigación en laboratorio por su comodidad en la obtención de las muestras de ensayo, fácil montaje y amplia comercialización. Sin embargo, el equipo desarrollado por Roscoe (1953), a pesar de que tuvo posteriores mejoras (Finn, Pickering, y Bransby, 1971) y que se le adaptó un sistema para aplicar cargas dinámicas, al parecer se quedó únicamente como herramienta de investigación.

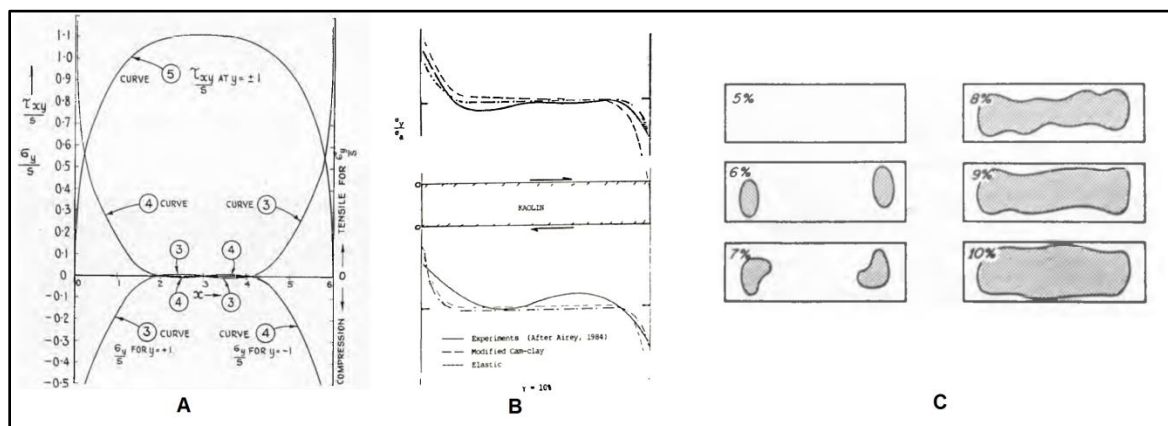
Figura 3-14. Esquema de los primeros equipos de corte simple. A – Kjellman (1951) , B – Roscoe (1953) y C – Bjerrum y Landva (1966).



A partir de la publicación de la construcción del equipo de corte simple, este fue objeto de diversas críticas, una de las más importantes es la de imponer esfuerzos no uniformes

sobre la muestra de suelo. Además, teniendo en cuenta que durante el ensayo se desarrolla una excentricidad entre la fuerza normal superior y la fuerza normal inferior y ya que el equipo no es capaz de imponer esfuerzos de corte en los costados de la muestra, se presentan esfuerzos perpendiculares en todas las caras de la probeta. Sin embargo, a partir de análisis elásticos y elastoplásticos realizados por diversos autores (Budhu y Brito, 1987; Duncan y Dunlop, 1969; Lucks, Christian, Brandow, y Hoeg, 1972; Prevost y Hoeg, 1976; Roscoe, 1953; Shen, Sadigh, y L.R., 1978), se observaron concentraciones de esfuerzos localizados en los bordes de la muestra, pero a pesar de esto, un elevado porcentaje ( $\approx 70\%$ ) de la muestra presenta una condición de esfuerzos uniforme, ver Figura 3-15. Airey y Wood (1987), además de los anteriores autores, también coinciden en que el esfuerzo de corte a lo largo de todo el plano horizontal central presenta una variación menor al 8% comparado con el esfuerzo de corte horizontal localizado dentro de la zona de uniformidad, lo que se considera aceptable en la práctica de ingeniería. Shen et al., (1978) y Vucetic y Lacasse (1982), emplearon diferentes relaciones de altura – diámetro de la muestra y concluyeron que la variación de dicha relación no presenta una influencia significativa sobre las características de esfuerzo – deformación del suelo bajo cargas monotónicas. Airey y Wood (1987), en su trabajo sobre arcillas y arena, concluyen que tanto los esfuerzos como las deformaciones son uniformes en el núcleo de la muestra antes de la ruptura.

Figura 3-15. Distribución de esfuerzos sobre muestras sometidas a corte simple. A - Distribución de esfuerzos sobre la muestra (Roscoe, 1953), B - Esfuerzo normal sobre Kaolin (Budhu y Brito, 1987), C - Falla progresiva (Duncan y Dunlop, 1969).



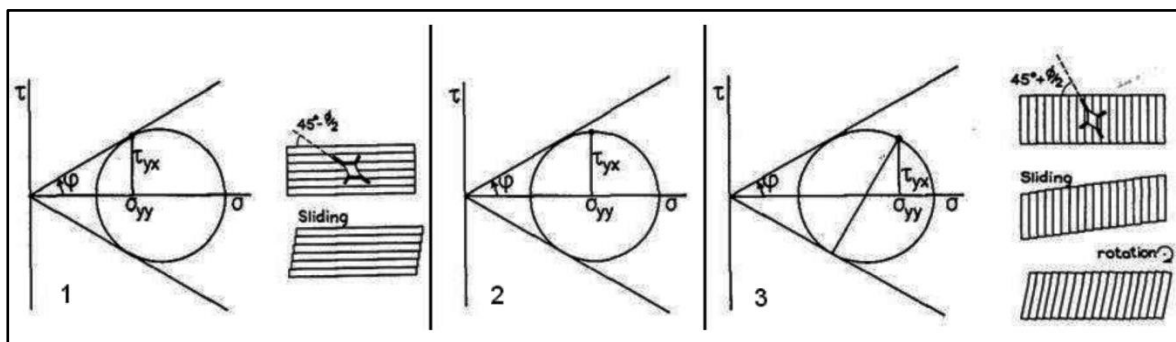


La interpretación de los datos obtenidos del ensayo de corte simple, también ha tenido algunos inconvenientes dado que se presentan incertidumbres sobre el estado real de los esfuerzos dentro de la muestra durante la prueba. La mayoría de los equipos de corte simple miden el esfuerzo normal promedio y el esfuerzo de corte promedio pero no el esfuerzo horizontal al que es sometida la muestra. Algunos investigadores realizaron diversos análisis sobre este tema (A. Airey, Budhu, y Wood, 1985; Budhu, 1988; de Josseling de Jong, 1971; Oda y Konishi, 1974; Wood, Drescher, y Budhu, 1979; Wroth, 1984) y como resultado de dichos análisis se plantearon varios métodos de interpretación, asumiendo estados de falla en las muestras sometidas a esta prueba. A continuación se enuncian tres de los métodos de interpretación que tienen mayor aceptación, los cuales son empleadas en la determinación de parámetros tanto drenados como no drenados empleando el círculo de Mohr.

1. El plano horizontal es un plano de máxima oblicuidad de tensión. Ver Figura 3-16 (1).
2. El plano horizontal es un plano de tensión máxima de corte. Ver Figura 3-16 (2).
3. El plano vertical es un plano de máxima oblicuidad de tensión. Ver Figura 3-16 (3)

La hipótesis de de Josselin de Jong relaciona el máximo esfuerzo de oblicuidad no con los planos horizontales sino con los planos verticales considerando que estos últimos ofrecen menor resistencia.

Figura 3-16. Modos de falla (de Josseling de Jong, 1971).



Expuesto lo anterior, es razonable suponer que esta prueba de corte simple ofrece datos de razonable calidad y que permite la medición del esfuerzo de corte dentro de un margen aceptable. Sin embargo, debido a que el estado de esfuerzo dentro de la

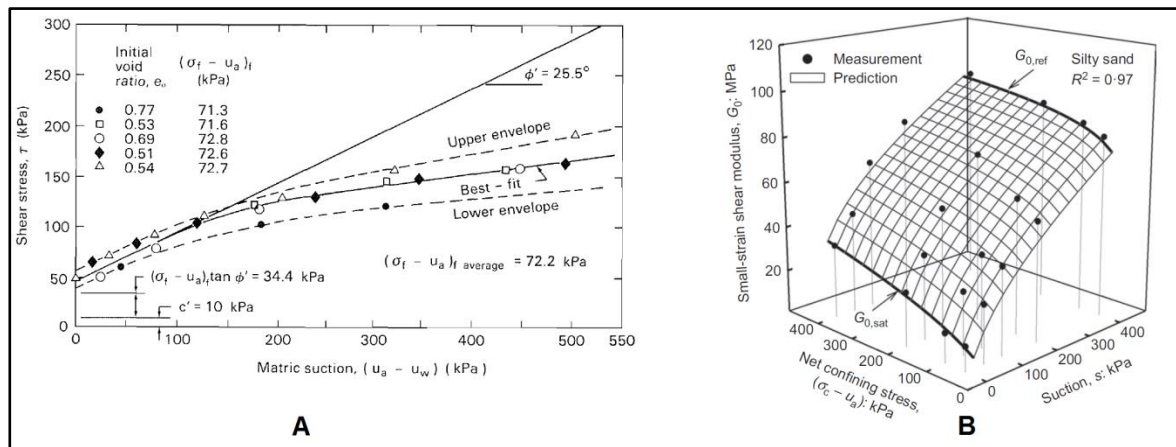
muestra de corte simple no está suficientemente definido ni es lo suficientemente uniforme como para permitir una interpretación rigurosa de los resultados, hace falta correlación los datos de este ensayo con los obtenidos de otro tipo de ensayos de laboratorio. Lo anterior es de especial interés porque las soluciones a muchos problemas de campo se basan en los ensayos triaxiales, pero la respuesta del suelo es más parecida a la del corte simple.

### **3.7.2 Influencia de la succión en las propiedades mecánicas medidas en ensayos de corte.**

La SWRC, que relaciona el contenido de agua con la succión, ha sido usada en la interpretación y predicción módulo de corte y de las propiedades del esfuerzo de corte con la variación de la succión (Alonso, Gens, y Josa, 1990; Alonso, Pinyol, y Gens, 2013; Fredlund y Rahardjo, 1993; Fredlund, Xing, Fredlund, y Barbour, 1995; Gallipoli, Gens, Sharma, y Vaunat, 2003; Lloret et al., 2003; Thu, Rahardjo, y Leong, 2007; Wheeler, Sharma, y Buisson, 2003). Sin embargo, las dos variables de estado que controlan el esfuerzo de corte de un suelo parcialmente saturado y que son común mente usadas son el esfuerzo normal neto ( $\sigma - u$ ) y la succión matricial ( $u_a - u_w$ ), siendo  $\sigma$  = esfuerzo total,  $u_a$  = presión de aire de poros y  $u_w$  = presión de agua de poros (Fredlund, Morgenstern, y Widger, 1978). El estudio del esfuerzo de corte en suelos parcialmente saturados convencionalmente se realiza en el equipo de corte directo y en el equipo triaxial, empleando por lo general la técnica de traslación de ejes propuesta por Hilf (1956). Dicha técnica permite medir o controlar la presión del agua de poros ( $u_w$ ) usando un disco cerámico de poros finos con alto valor de entrada de aire que actúa como una membrana semipermeable separando las fases de agua y de aire. Diversos autores (Bishop, Alpan, Blight, y Donald, 1960; Escario y Juca, 1989; Escario y Sáez, 1986; Fredlund et al., 1978; Gan, Fredlund, y Rahardjo, 1988; Han y Vanapalli, 2016; Vanapalli, 1994) han reportado que la relación entre el esfuerzo de corte y la succión matricial generalmente presenta un comportamiento no lineal, ver Figura 3-17. Este comportamiento puede estar relacionado con la variación del contenido de agua capilar y sus efectos asociados y con la succión, los cuales contribuyen con los cambios en el esfuerzo constitutivo del esqueleto mineral de suelo lo que deriva en cambios en el módulo de corte y las propiedades de resistencia al corte (Alonso, Pereira, Vaunat, y Olivella, 2010; Baker y Frydman, 2009; Lu y Likos, 2004).

Aparte de la succión, las fuerzas fisicoquímicas interpartícula tales como las fuerzas de Van der Waals y la cementación también influyen las propiedades mecánicas (Lu y Likos, 2006). Tal y como se anunció en la sección 3.5.4, las fuerzas fisicoquímicas entre partículas son diferentes para cada tipos de suelos. Tal es el caso de los suelos no cohesivos como gravas y arenas, en los que la rigidez y la resistencia al corte generalmente disminuyen en la zona residual de desaturación debido a la pérdida de la succión y las débiles fuerzas fisicoquímicas entre partículas (Escario y Juca, 1989; Ghayoomi y McCartney, 2011; Oh, Vanapalli, y Puppala, 2009; Wu, Gray, y Richart, 1984).

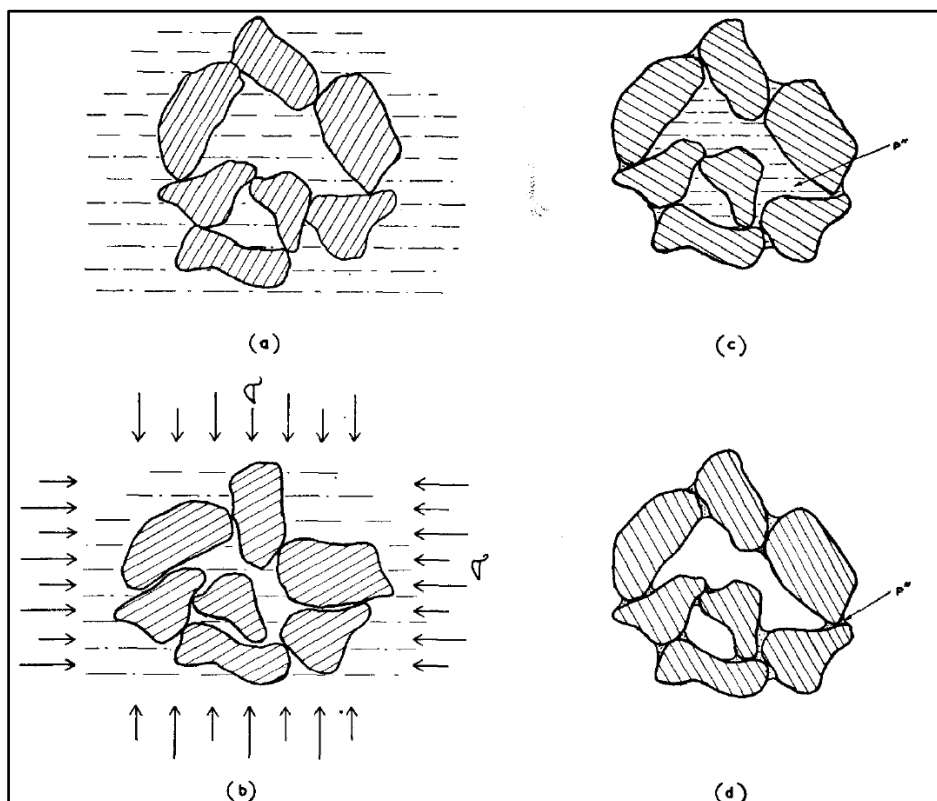
Figura 3-17. Relación no lineal entre esfuerzo de corte y succión. A – Gan et al., (1988), B – Han y Vanapalli (2016).



Teniendo en cuenta las distintas proporciones posibles de los minerales que componen el suelo, es difícil establecer un contenido de agua límite en el que las fuerzas fisicoquímicas superan el aporte de resistencia realizado por la succión. De acuerdo con Han y Vanapalli (2016), es razonable suponer que para suelos naturales el efecto capilar y la succión gobiernan: (i) el comportamiento mecánico de suelos sin cohesión en todo el rango de succión, y (ii) el comportamiento mecánico de suelos cohesivos en el rango de succión inferior donde el flujo de líquido es típicamente predominante, especialmente el rango de succión in situ, que típicamente está entre 0 kPa y 600 kPa (Cui y Delage, 1996; Hardin y Kalinski, 2005; Khalili y Khabbaz, 1998; Vanapalli, Fredlund, Pufahl, y Clifton, 1996).

Otro efecto a tener en cuenta, es el hecho de que tanto los esfuerzos como las deformaciones generan un reordenamiento de las partículas en la masa de suelo (Lambe, 1960; Morgenstern y Tchalenko, 1967; Seed y Chan, 1959). En las partículas de suelo no cementadas, existe una tendencia a reorganizarse en función del esfuerzo y del desplazamiento aplicado, ver Figura 3-18. La estructura del suelo se reorganiza a medida que aumenta el esfuerzo aplicado. De acuerdo con Lambe (1960), para una relación de vacíos dada, una estructura floclada es más fuerte que una estura dispersa. Sin embargo, la resistencia también es una función de la densidad que a su vez depende de la estructura del suelo. Entonces, entre mayor grado de dispersión, más se acercan las partículas entre sí y más denso se volverá el suelo. Cuando la resistencia aportada por la estructura es superada, las partículas son dispersadas y comprimidas aumentando su densidad lo que deriva en un incremento en la resistencia del material. Cuando el suelo alcanza su máxima densidad, los esfuerzos cortantes posteriores inducirán dispersión sin incrementos en la densidad. Por lo que el esfuerzo residual, se alcanza cuando las partículas de suelo son completamente alineadas en la dirección del esfuerzo de corte.

Figura 3-18. Cambios en la estructura del suelo debidos a sobrecargas y desplazamientos (Jennings y Burland, 1962).



En la Figura 3-18, se representan de manera esquemática los cambios estructurales en un suelo granular como resultado de incrementos en la carga aplicada y deficiencia de presión. (a) Material granular suelto. (b) Desplazamiento de los granos como resultado del incremento en la carga aplicada. (c) Pequeño desplazamiento de granos debido a las fuerzas de compresión resultantes de los meniscos en los límites del suelo saturado. (d) Partículas unidas por la acción de meniscos de alta curvatura en los puntos de contacto del grano.

### 3.8 OBSERVACIONES FINALES

A continuación se presentan algunas observaciones generales del capítulo

- El suelo se encuentra compuesto por cuatro fases; sólida, líquida, gaseosa y membrana contráctil. Esta última fase, se considera importante para realizar el análisis tensional ya que permite establecer el estado de esfuerzos del suelo.
- El modelo de capilaridad facilita el entendimiento de las fuerzas que intervienen para lograr el equilibrio entre la tensión superficial y las fuerzas gravitacionales. Adicionalmente, es la base para el entendimiento y estudio de la relación suelo – agua.
- La succión proporciona una medida cuantitativa de la magnitud de la presión de agua de poro negativa y permite establecer el estado de esfuerzos del suelo.
- La curva de retención suelo – agua es un modelo interpretativo empleado para el análisis de la distribución del agua en los poros del suelo y permite estudiar otras variables como la gradación y la relación de vacíos del suelo.
- Las teorías de resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados involucran a la succión como una de las variables de la cual depende el comportamiento del suelo, (junto con  $c'$ ,  $\phi'$  y  $\sigma$ ).
- Los principales factores que influyen la resistencia al corte y el módulo de corte son; la composición y el estado inicial del material, la estructura y el método de carga.
- La contribución de la succión a la resistencia no actúa en todo el rango de presiones negativas que podría experimentar el suelo. Para el caso de suelos cohesivos, es difícil establecer el contenido de agua en el cual la succión es superada por las fuerzas interparticulares.



## **4.CARACTERIZACIÓN DEL SUELO Y PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL**

Teniendo en cuenta que la realización de esta investigación requirió de la ejecución de diferentes ensayos de laboratorio, se hace necesario realizar la descripción de los equipos, materiales y procedimientos mediante los cuales se obtuvieron las diferentes mediciones. El material, obtenido de los llanos orientales colombianos, fue caracterizado geotécnicamente y se compactó para evaluar el comportamiento del material con la variación en el nivel de succión matricial en función de su contenido de agua mediante las técnicas del papel filtro y el medidor de potencial de agua (WP4C), este procedimiento permitió obtener la curva de retención suelo agua y a partir de esta se realizó la identificación de algunas zonas de especial interés sobre las cuales se evaluó la resistencia al corte del material mediante la ejecución de ensayos de corte simple empleando muestras con diferentes grados de saturación y diferentes esfuerzos normales. En este capítulo se presentan las actividades realizadas en campo y en laboratorio para la obtención y elaboración de muestras compactadas, referenciando los procedimientos de ensayo estandarizados aplicados.

La obtención del material y la realización de algunos ensayos de clasificación geotécnica básica y mineralógica fueron realizados en el marco del proyecto Dromos-Ceiba, el cual tuvo el siguiente objeto “Convenio de cooperación celebrado entre el departamento del Vichada y la fundación Ceiba para la búsqueda de soluciones a los problemas asociados a la infraestructura vial”. La realización del proyecto Dromos – Ceiba, entre otros, permitió la consecución de importantes recursos para la recuperación del equipo de corte simple perteneciente al laboratorio de geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá.

## 4.1 PROCEDENCIA DEL SUELO

El material empleado para realizar este trabajo fue obtenido del departamento del Vichada en los llanos orientales colombianos (región de la Orinoquía). De acuerdo con el SGC (2012), el clima en esta región presenta temperaturas medias que varían entre 18°C y 36°C y la precipitación oscila entre los 1500 y los 2540 mm/año, siendo los meses de abril y septiembre los que presentan máxima pluviosidad, mientras que los meses de febrero y marzo presentan la mínima. El relieve lo conforman extensas llanuras, geoformas cóncavas, convexas y suavemente onduladas. Por lo que, de acuerdo con lo expuesto en la sección 2.2.1, este es un ambiente propicio para la formación de los suelos lateríticos.

A continuación se presenta de manera detallada la localización del sitio de exploración y los datos particulares del material recuperado.

### 4.1.1 Exploración y muestreo

Durante el trabajo de campo, se realizó el reconocimiento tanto de los materiales presentes en la región como de varios sitios de cantera usados para la extracción de los materiales de relleno, con los cuales se realiza la construcción de los terraplenes viales para las carreteras del departamento del Vichada. Las actividades de muestreo se realizaron a la margen de las siguientes vías.

- 4015 Puerto Carreño – Caño Juriepe
- 3802 La Arepa – El Viento – El Progreso
- 40AVC07 El Tigre – Santa Cecilia – Base Marandua

Para esta investigación se consideró el material obtenido del segundo muestreo realizado en la margen de la vía 3802 sobre la cual se efectuó un total de siete muestreos, ver Figura 4-1, esta labor incluyó la extracción de muestras representativas alteradas (en lona) e inalteradas (en bloque) en un sitio cercano dicha vía. La localización aproximada del segundo muestreo es la siguiente:

Abscisa : k 56+130 (en el sentido El Viento – El progreso)

Coordenadas geográficas : N 04°30'07.8 - W 70°36'33.3"



El K0 + 000 corresponde al sitio de la vía junto a la puerta principal del colegio Silvino Caro Heredia, en El Viento (Vichada). El material estudiado se obtuvo de un sitio excavado con retrocargador, zona que suministró el material de relleno para la conformación de una sección del terraplén vial, lo que permitió obtener material hasta de 1.80m de profundidad. En la Figura 4-2 se ilustran las actividades de exploración y muestreo. De acuerdo con la nomenclatura empleada para el proyecto Dromos – Ceiba, al material encontrado entre los 0.25 y 0.75m se le asignó la clave EV-2-A y al material encontrado entre los 0.75 y los 1.8m se denominó EV-2-B.

Figura 4-1 Localización de los muestreos realizados sobre la vía 3802.

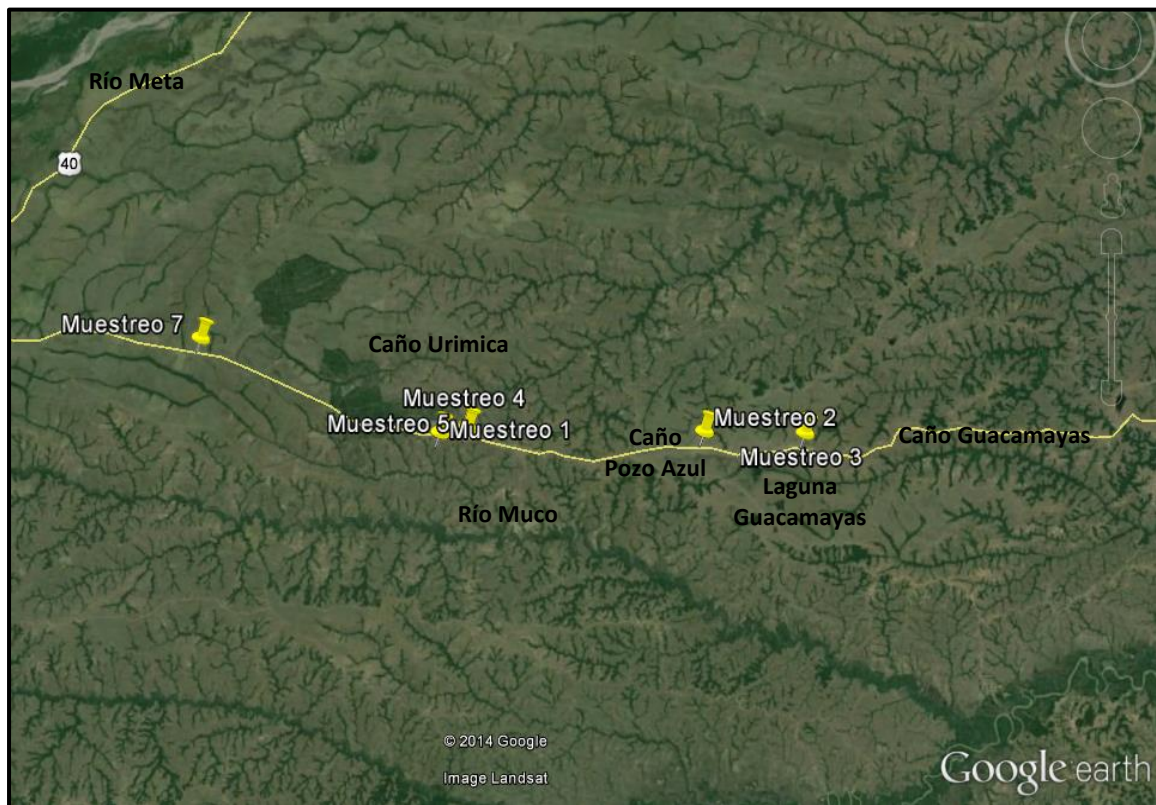
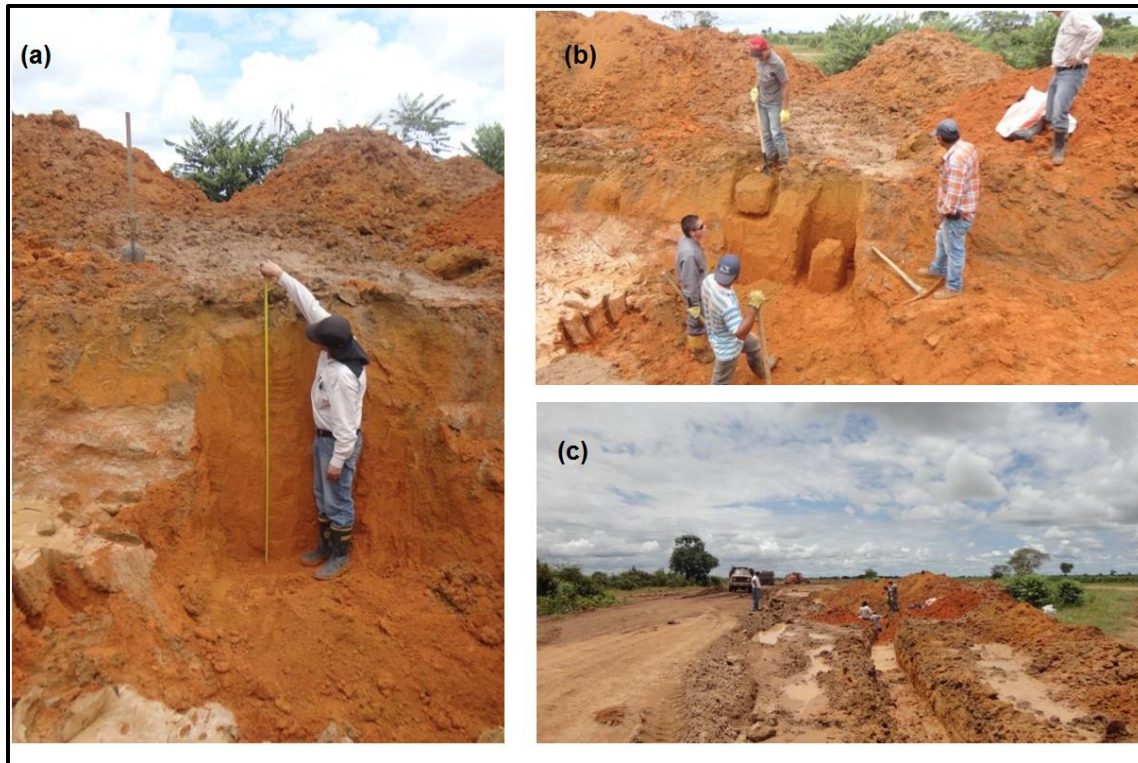


Figura 4-2. Recuperación de material en el muestreo 2. (a) Perfil del suelo encontrado, (b) obtención de muestras en bloque y (c) Morfología de la zona muestreada.



Del perfil aproximado del suelo encontrado en el sitio, presentado en la Figura 4-3, se trabajó con el material extraído entre los 0.25m y los 0.75m de profundidad (EV-2-A) correspondiente al segundo estrato encontrado, de color amarillo – rojo.

Figura 4-3. Perfil del suelo encontrado durante la exploración.

Profundidad (m)	N.T.	Espesor (m)
0.25	Material Orgánico	0.25 m
0.75	<b>EV-2-A</b> Arcilla limosa color amarillo - rojo con presencia de raíces	0.50 m
1.80	<b>EV-2-B</b> Arcilla limosa color naranja	1.05 m

### 4.1.2 Geología de la zona de estudio

De acuerdo con el IGAC (1980), el origen y desarrollo de los suelos del departamento del Vichada ha tenido una relación estrecha con eventos geológicos recientes asociados a la formación de la cordillera oriental la cual ha influido en las características de los depósitos de suelo que se encuentran actualmente. La actividad tectónica durante el Pleistoceno, originó la subsidencia de las regiones de Arauca, Casanare y Meta, así como la formación del Río Meta; estas regiones posteriormente fueron rellenadas por sedimentos de origen aluvial y eólico provenientes de la cordillera oriental y del macizo de las Guayanas. La topografía de esta región es plana a suavemente ondulada, la cual conforma extensas llanuras inundables en épocas de lluvia. El clima, característico de la región tropical, con alta temperatura y humedad, con periodos bimodales de lluvia y sequía, propició la meteorización de los sedimentos depositados en esta región, dando origen a la formación de la unidad Costras Ferruginosas (Qcf), con perfil típico laterítico.

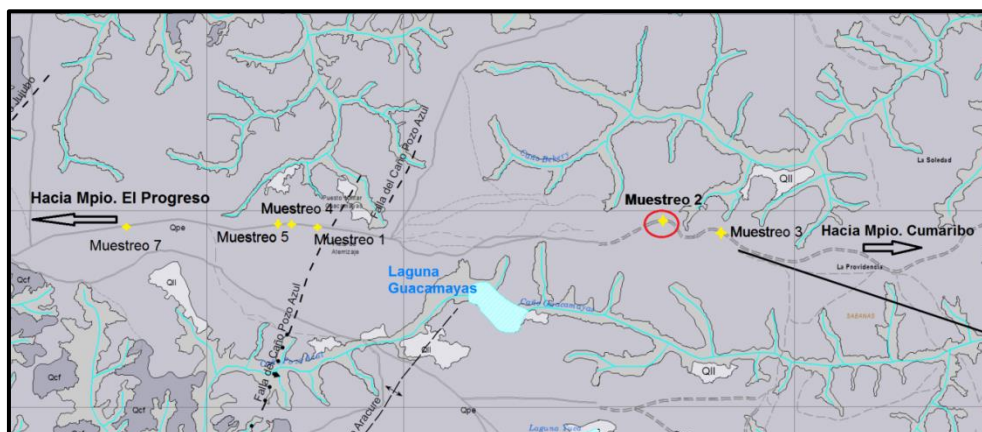
De acuerdo con la geología presentada en las memorias geológicas de las planchas 253 y 254 (SGC, 2012a, 2012b) en esta región se reconocen cinco unidades cartográficas del período cuaternario correspondientes a: sedimentos pedogenizados asociados a costras ferruginosas (Qcf), Depósitos de Penillanura Eólicas (Qpe), Depósitos Eólicos (Qe), Depósitos de Cauce Aluvial (Qac) y Depósitos de Llanuras de Inundación. A continuación se presentan las principales características de la estratigrafía definida para esta región.

- **Unidad de sedimentos asociados a costras ferruginosas (Qcf)**, del cuaternario – pleistoceno superior. Consta de capas muy gruesas areno-arcillosas, ferruginosas de cuarzo y fragmentos líticos, con abundante contenido de óxidos de Fe, Mg y Al. Los granos de arena son redondeados a subredondeados. Hay intercalaciones de limolitas ferruginosas. También se presentan depósitos de arcillas moteadas de tonos rojizos y amarillos con lentes de arenitas de cuarzo de grano fino a grueso. En el tope de la formación se encuentran gravas y arenas de costras ferruginosas con cemento de hematita.
- **Sedimentos de Penillanura eólica (Qpe)**: En esta región conforma depósitos superficiales de suelo más común, así como grandes extensiones de sabana. Se han observado espesores de hasta 10m. Consta de bancos no consolidados de

arenas de cuarzo, de grano fino a medio de color amarillo a marrón con fragmentos líticos, escasa matriz de lodo y restos orgánicos.

- **Depósitos de llanura de inundación (QII):** depósitos de sedimentos no consolidados conformados por limolitas arcillosas y arenas finas con restos de materia orgánica, y sedimentos lodosos, de color gris a amarillo y abundante capa vegetal.
- **Depósitos de Cauce Aluvial (Qac):** Depósitos de barras o bancos de arena de grano fino a medio, no consolidadas, con buena selección y composición de cuarzo hialino. Son el producto de la erosión fluvial lateral, transporte y depositación en las márgenes de los ríos (Muco, Guarajo y algunos afluentes menores). Su localización está supeditada a la dinámica de estos ríos meándricos, a la depositación y transporte generadas por las rápidas y cortas crecidas de los ríos.
- **Depósitos Eólicos (Qe):** Depósitos eólicos no consolidados de cuarzoarenitas friables de grano fino a medio, con granos subredondeados, de selección moderada a buena; cuarzo 97% y fragmentos líticos 3%; las arenas son predominantes de color blanco a amarillo pálido. La
- Figura 4-4 mostrada a continuación, presenta la localización (círculo rojo) del sitio de muestreo, el cual se encuentra asociado a los depósitos conformados por sedimento de penillanura (Qpe).

Figura 4-4. Geología del muestreo 2 – ovalo rojo (Tomado de las planchas 253 y 254 (SGC, 2012a, 2012b).



### 4.1.3 Caracterización geotécnica básica

De acuerdo con la reseña geológica presentada en el capítulo 2, el material presente en la zona corresponde a sedimentos de penillanura eólica (Qpe) conformados por bancos no consolidados de arena cuarzosa de grano fino a medio de color amarillo a marrón con escasa matriz de lodo. La Tabla 4-1, presenta los resultados de la caracterización básica realizada para el perfil de suelo encontrado.

Tabla 4-1. Resultados de laboratorio para la caracterización del material.

PROPIEDADES	NORMA EMPLEADA	RESULTADOS	
		EV-2-A	EV-2-B
Contenido Natural de Agua, w (%)	INV E - 122 - 13	29	33
Límite Líquido, LL (%)	INV E - 125 - 13	58	60
Límite Plástico, LP (%)	INV E - 126 - 13	26	33
Índice de Liquidez, IL (%)	---	0.09	0.02
Índice de Plasticidad, IP (%)	INV E - 126 - 13	32	28
Índice de Consistencia, Ic (%)	---	0.9	1.0
% Pasa # 200 (en peso)	INV E - 123 - 13	94.0	94.8
Azul de Metileno (ml/g)	INV E - 235 - 13	3.25	1.74
Equivalente de Arena (%)	INV E - 133 - 13	58	33
Gravedad Específica, Gs	INV E - 128 - 13	2.79	2.78
Clasificación del suelo	USCS	CH	MH
	AASHTO	A-7-6	A-7-5

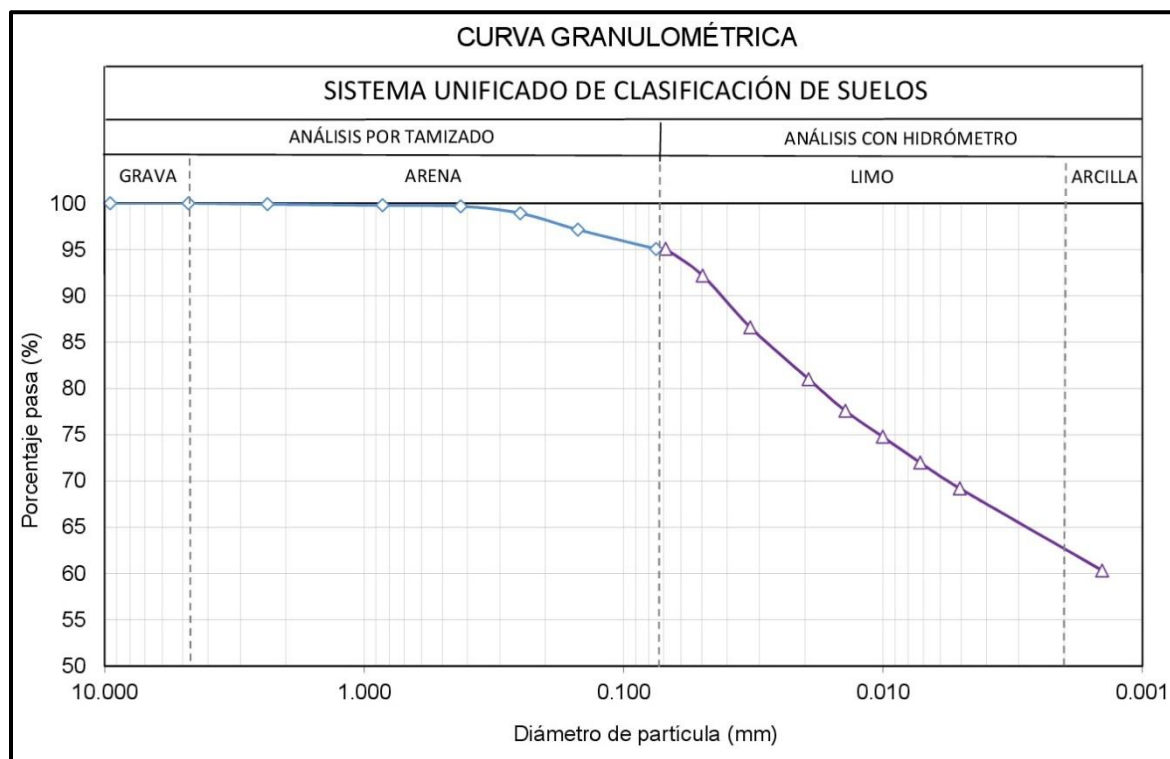
Teniendo en cuenta los resultados de la anterior tabla y la distribución del tamaño de las partículas, presentada en la sección 4.1.4, el material EV-2-A corresponde a una arcilla de alta plasticidad de consistencia firme con algo de limo cuyo comportamiento es plástico. Por otra parte el material EV-2-B, corresponde a un limo de alta plasticidad de consistencia firme y su comportamiento es plástico.

### 4.1.4 Distribución del tamaño de las partículas

Para construir la curva granulométrica completa del material EV-2-A se emplearon los procedimientos de la norma INV E-107-2013 para granulometría por tamizado y la INV E-123-07 para hidrómetro, mediante las cuales se obtuvo la curva mostrada en la Figura 4-5. El material analizado está compuesto por un 64% de arcilla, 30% de limo y el restante 6% corresponde a partículas de tamaño arena fina.



Figura 4-5. Curva granulométrica obtenida para el material EV-2-A.



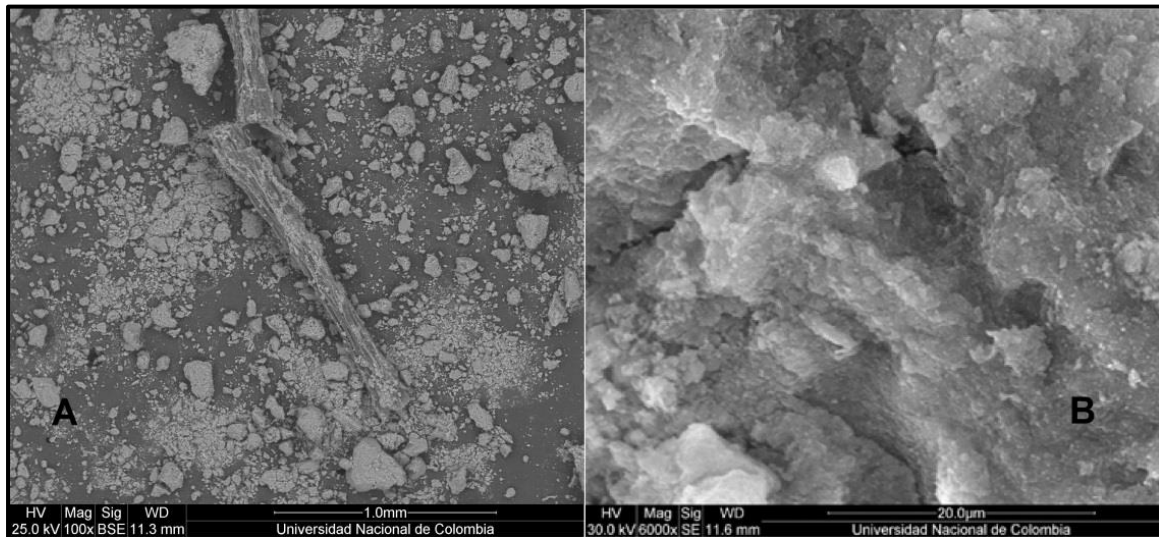
#### 4.1.5 Mineralogía

Tal como se describió en las secciones 2.1.1 y 2.1.2 del Capítulo 2, los depósitos de suelo más superficiales de la región tropical son afectados principalmente por la laterización, que para el caso particular de la Orinoquia (este tipo de meteorización), se ve favorecida por la topografía, los largos periodos de lluvia y las fuertes sequias durante algunos pocos meses. Es característico de este tipo de meteorización, la concentración de los elementos Hierro y Aluminio.

Teniendo en cuenta lo anterior, para el material EV-2-A objeto de esta investigación, se realizaron ensayos de microscopia electrónica de barrido (SEM), espectroscopia de rayos X de energía dispersiva (EDX), difracción de rayos X (XRD) y fluorescencia de rayos X (XRF) con lo cual se busca realizar la identificación química y mineralógica del material, así como establecer el grado de meteorización mediante los índices de meteorización químicos citados en el Capítulo 2. Algunas imágenes de la morfología de los minerales del material son presentadas en la Figura 4-6, en la cual se observan partículas de tamaño arcilla, arena y algunas aglomeraciones de partículas de tamaño

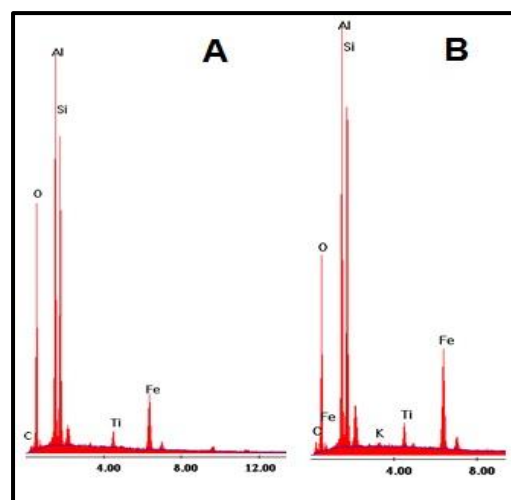
limo parte (A). Un mayor acercamiento, parte (B), permite observar las partículas de tamaño arcilla las cuales, teniendo en cuenta los resultados del ensayo EDX de la Figura 4-7, se encuentran embebidas en hidróxido de aluminio.

Figura 4-6. Imagen SEM, morfología de los minerales (Tomado de Osorio 2014)



Dos ensayos realizados sobre la muestra EV-2-A (ver Figura 4-7), indican que el Aluminio (Al) es el mineral más abundante en la muestra, pero ésta también está compuesta por cantidades importantes de Silicio (Si), Oxígeno (O), Hierro (Fe), Titanio (Ti) y por Carbón (C) y Potasio (K) en menor cantidad.

Figura 4-7. Ensayos EDX realizados sobre el material EV-2-A. (Tomado de Osorio 2014)



Con respecto a la composición mineralógica, mediante el XRD de la Figura 4-8, se observa que la muestra EV-2-A está compuesta principalmente por hidróxido de aluminio y cuarzo con algún contenido de caolinita e illita. Los demás minerales que componen las muestras EV-2-A y EV-2-B en proporciones importantes, se presentan en la Tabla 4-2.

Figura 4-8. Resultado de XRD sobre la muestra EV-2-A. K: Caolinita, G: Gibsita, I: Illita, Q: Cuarzo, D: Diásporo, A: Anatasa, FH: Ferrihidrita. ( Tomado de Osorio 2014)

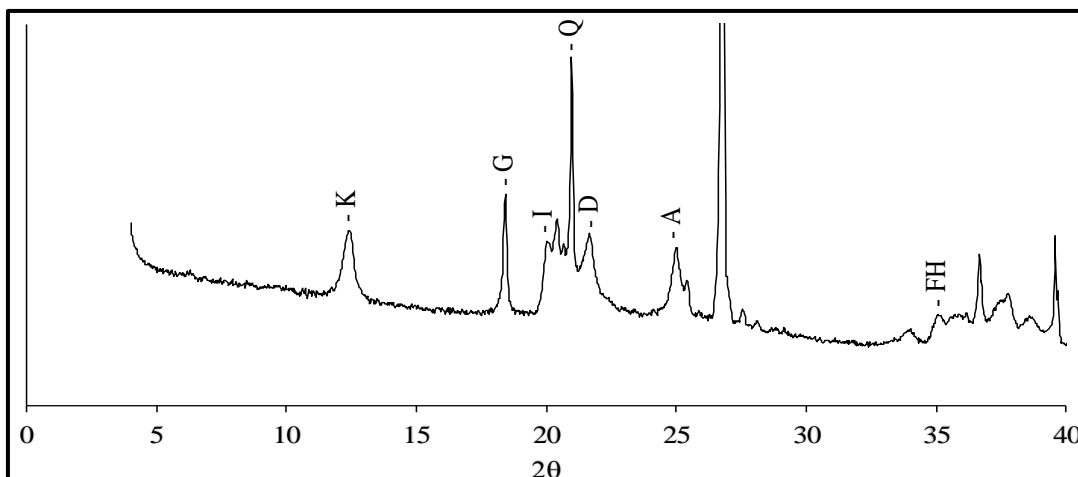


Tabla 4-2. Concentración de minerales para el perfil de suelo del muestreo dos – Vía 3802. (Tomado de Osorio 2014)

Mineral	EV-2-A	EV-2-B
Hidróxidos de Al (G)	34	30
Cuarzo (Q)	24	22
Caolinita (K)	18	12
Illita (I)	13	19
Hidróxidos de Fe (FH)	8	15
Óxidos de Ti (A)	4	2

Por otra parte, para estimar el grado de meteorización de los materiales presentados en el perfil de la Figura 4-3, se realizaron dos ensayos de fluorescencia de rayos X y a partir de los resultados obtenidos se efectuó el cálculo de los índices de meteorización referenciados en la sección 2.1.4 del capítulo 2. Los resultados, tanto de los ensayos como de los índices de meteorización se presentan en la Tabla 4-3. El ensayo XRF arroja una medida semicuantitativa de los minerales presentes en los materiales ensayados.



Tabla 4-3. Resultados de fluorescencia de rayos X. (Elaboración propia)

Compuesto	% en peso	
	EV-2-A	EV-2-B
SiO <sub>2</sub>	48.7	45.7
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	37.45	39.82
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	10.59	11.13
TiO <sub>2</sub>	2.5	2.59
K <sub>2</sub> O	0.17	0.18
Zr	0.17	0.18
MgO	0.09	0.05
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0.08	0.07
Na <sub>2</sub> O	0.07	0.08
SO <sub>3</sub>	0.04	0.02
Índice de Ruxton	1.3	1.1
Índice CIA	99.4	99.4

De acuerdo con Ruxton (1968), es posible evaluar la magnitud de la pérdida de elementos móviles al relacionarlos con los elementos inmóviles mediante la relación silicio – aluminio (SiO<sub>2</sub>/Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>). Los elementos móviles están representados por el silicio y los elementos inmóviles por el aluminio. Para roca fresca los valores del índice oscilan entre 4 y 6, pero a medida que avanza la meteorización este valor disminuye hasta valores cercanos a 1. Teniendo en cuenta los resultados del índice presentados en la Tabla 4-3, los materiales del perfil encontrado presentan alta meteorización dado el bajo contenido de silicio y su ganancia o alto contenido de aluminio.

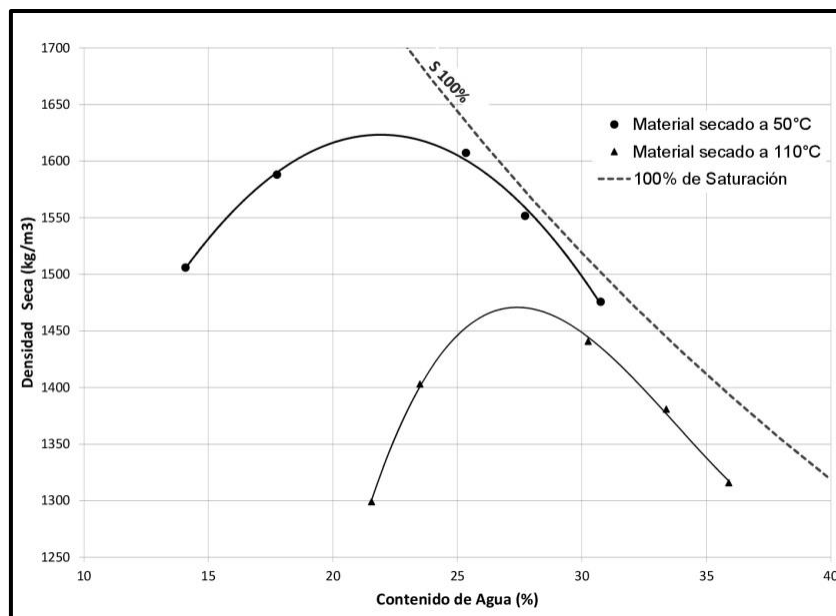
El índice químico de alteración (CIA por su sigla en inglés) es generalmente usado como un indicador de la abundancia de material no meteorizado y productos meteorizados. El CIA de un sedimento crece con el incremento del grado meteorización química, desde valores de aproximadamente 50 para roca rica en feldespato, material no meteorizado, hasta valores cercanos a 100 para meteorización alta en sedimentos ricos en caolinita o Gibsita. En ese sentido, y de acuerdo con los resultados del CIA presentados en la Tabla 4-3, los materiales EV-2-A y EV-2-B presentan una alta meteorización química.

#### 4.1.6 Curva de compactación

En la práctica de ingeniería los suelos usados como material de relleno en obras, como terraplenes viales, cimentaciones, diques y presas, etc., son compactados para mejorar propiedades importantes como la resistencia al corte, la conductividad hidráulica y su nivel de compresibilidad. El rendimiento de estas propiedades es evaluado mediante la construcción de la curva de compactación, la cual es una relación entre el contenido de agua y la densidad seca.

Para realizar el ensayo de compactación se siguió el procedimiento establecido por la norma INV E-141-2013, con la cual se construyó la curva de compactación presentada en la Figura 4-9 para el material EV-2-A, representada mediante triángulos referenciados como material secado a 110°C. Como resultado de esta evaluación, se obtuvo una densidad seca máxima de aproximadamente 1.47Mg/m<sup>3</sup> y un contenido de agua óptimo ( $W_{op}$ ) igual a 27%.

Figura 4-9. Curva de compactación, material EV-2-A. (Elaboración propia)



Por otra parte, teniendo en cuenta algunos antecedentes reportados en la literatura (por ejemplo Montero, 2012) en los cuales, para el material secado al aire y al horno, se obtuvo diferentes resultados de densidad seca y contenido de agua óptimo se decidió

realizar un ensayo proctor estándar adicional sobre la muestra alterada recuperada en lona. Este ensayo se realizó sobre la muestra secada a al horno a una temperatura igual a 50°C, obteniendo un valor de densidad seca máxima de 1.62 Mg/m<sup>3</sup> y un contenido de agua óptimo de 22%, valores muy diferentes a los obtenidos al aplicar el procedimiento propuesto por el INVIAS. Para realizar la investigación del comportamiento de este material, en este trabajo se emplearon los datos obtenidos mediante el material secado a la temperatura 50°C por considerarse que en campo se podría alcanzar esta temperatura.

#### 4.1.7 Perfil del suelo

Teniendo en cuenta los horizontes del suelo propuestos por la FAO (1990), descritos en la sección 2.2.4 del capítulo 2, y los resultados tanto de caracterización geotécnica básica como de mineralogía presentados en las secciones anteriores, se construyó el perfil representativo del suelo encontrado en el muestreo 2 tal y como se muestra en la Figura 4-10. Se considera el horizonte A, dado el contenido de materia orgánica reportado durante las actividades de muestreo. El horizonte E, es considerado debido al alto contenido de hidróxido de aluminio y óxido de hierro en las dos muestras analizadas, los cuales, son el resultado de los efectos de la laterización del material. El cambio en la tonalidad de este horizonte también puede ser debido a las fluctuaciones del nivel freático. El perfil presentado corresponde a un perfil típico laterítico.

Figura 4-10. Representación esquemática del perfil del suelo encontrado en el muestreo 2. (Elaboración propia)

Profundidad (m)	N.T.	
0.25	Material Orgánico	HORIZONTE A
0.75	EV-2-A Arcilla limosa color amarillo - rojo con presencia de raíces	
1.80	EV-2-B Arcilla limosa color naranja	HORIZONTE E

## 4.2 PREPARACIÓN DE MUESTRAS

La realización del presente trabajo, requirió de la compactación de varias muestras con geometrías diferentes para la ejecución de distintos tipos de ensayo. Teniendo en cuenta que se trata de evaluar el comportamiento, para las condiciones de esfuerzos generadas sobre un terraplén a diferentes profundidades, se tomó como referencia el ensayo proctor estándar (INV E-141-13) a partir del cual se realizó la compactación estática de las muestras para determinar la curva de retención suelo – agua (SWRC) tanto para el potenciómetro como para la técnica del papel filtro. Posteriormente, se realizó la compactación estática para crear las muestras empleadas en el equipo de corte simple. A continuación, se describe cada procedimiento realizado y equipo empleado.

### 4.2.1 Muestras para determinar la SWRC

La caracterización geotécnica básica permitió realizar la estimación del contenido de agua (35%) con el cual se alcanza el grado de saturación del 100%, para una densidad de  $1.6 \text{ Mg/m}^3$ . Este valor de contenido de agua, se dividió en doce (12) partes iguales con los cuales se establecieron los contenidos de agua a los que se debían saturar las muestras para evaluar la succión del material. Para realizar la estimación del comportamiento de la succión se emplearon dos técnicas; el papel de filtro y el potenciómetro de punto de rocío (WP4-C). El material alterado, recuperado en lonas, después de ser secado al horno ( $50^\circ\text{C}$  por 24h) fue molido manualmente con un rodillo manual y mezclado con agua al 22% de su peso para posteriormente compactar las muestras en la máquina Versa Tester como sigue:

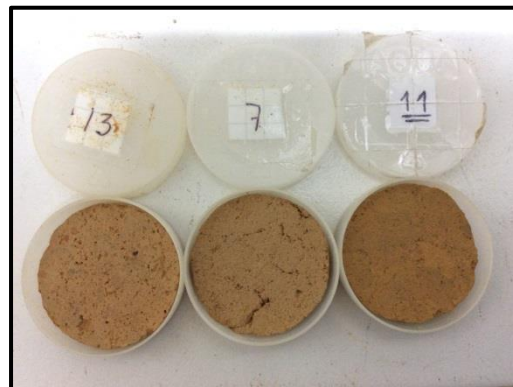
- *Compactación de muestras para papel filtro:* con la ayuda del molde de 5 cm de diámetro se compactaron un total de doce (12) probetas con altura de 2 cm, ver Figura 4-11. Cada probeta se compactó en una capa mediante la aplicación de un esfuerzo aproximado de 1300 kPa sobre el pistón de carga a una velocidad controlada de 1 mm/min aprox.

Figura 4-11. Muestra compactada para realizar ensayo de medición de succión con la técnica del papel de filtro.



- *Compactación de muestras para el potenciómetro:* se empleó el molde de 3.8 cm de diámetro para compactar un total de tres (3) probetas cada una compactada en una capa de 0.5 cm de altura, ver Figura 4-12. Al igual que las muestra empleadas para el papel filtro, se aplicaron 1300 kPa sobre el pistón de carga a una velocidad de 1 mm/min.

Figura 4-12. Probetas compactadas para determinar la succión en el potenciómetro.



#### 4.2.2 Muestras para corte simple

En función de los resultados arrojados por la curva de retención, se eligieron cinco (5) contenidos de agua representativos de dicha curva y se efectuaron tres (3) ensayos por cada contenido de agua variando el esfuerzo normal. Para la construcción de las probetas destinadas a la realización de estos ensayos, la muestra alterada recuperada en lona, también fue secada al horno a 50°C durante 24h para posteriormente ser molida con un rodillo manual. El material seco y disgregado, se mezcló con agua al 22% de su

peso y se compactó hasta alcanzar una densidad total igual a  $1.95 \text{ Mg/m}^3$ ; las probetas se crearon con un diámetro de 8 cm y una altura de 2 cm, ver Figura 4-13. En total se crearon doce (12) probetas aplicando 1300 kPa aproximadamente al pistón de carga, la velocidad (de 1 mm/min) se mantuvo constante para todas las probetas.

Figura 4-13. Probetas compactadas para el ensayo de corte simple.



Al terminar la compactación de las probetas, estas fueron almacenadas por un periodo de tiempo aproximado de 24 h en un recipiente herméticamente sellado para lograr su estabilización. Posteriormente, las muestras fueron llevadas al horno por espacio de 24 h a  $50^\circ \text{C}$  y al terminar este periodo, se les adicionó agua de forma espaciada (cada 1 h) hasta alcanzar los contenidos de agua representativos de cada zona de la curva de retención.

## 4.3 EQUIPO DE LABORATORIO UTILIZADO

A continuación se realiza una descripción los equipos y materiales de laboratorio más importantes empleados en la realización del presente trabajo.

### 4.3.1 Papel de Filtro

El papel de filtro es uno de los métodos indirectos más usados. Este se basa en la medición del contenido de agua de dicho papel, el cual es puesto en un recipiente hermético junto con la muestra de suelo por período de siete días, tiempo en el que se estima que se alcanza el equilibrio entre la presión del vapor de agua de los poros en el espécimen de suelo, la presión del vapor del agua de los poros en el papel filtro y la presión parcial del vapor de agua en el aire interior del recipiente. Una vez alcanzado el tiempo de equilibrio, se asume que la succión en el papel es igual a la succión de la

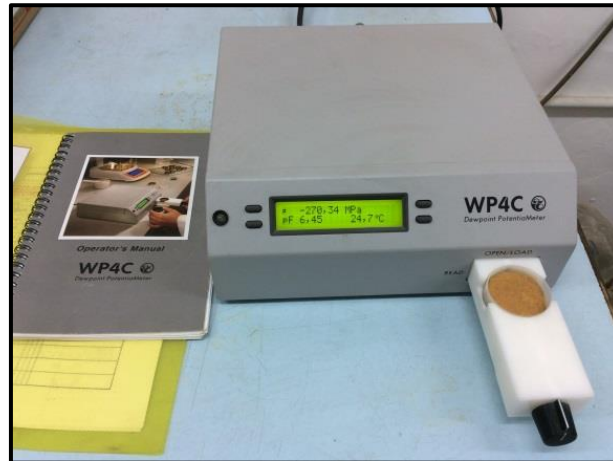
muestra y por lo tanto la succión de la muestra puede ser estimada a través de alguna de las curvas de calibración del papel filtro, las cuales se encuentran en función de su contenido de agua. Para el caso particular de este ensayo se estima que el tiempo de equilibrio es de siete (7) días, dado el importante contenido de finos del material (94%). El método de ensayo se efectuó de acuerdo con el procedimiento establecido por la Norma INV E-141-07. Algunas de las características por las que este método es tan atractivo son las siguientes;

- Permite medir succión total y succión matricial
- Rango de medición 3 – 100 000 kPa
- Ofrece buena precisión
- El papel filtro (Whatman No. 42 y Schleicher y Schuell No. 589) es comercial y fácil de conseguir
- Se requiere un horno y una balanza – Los cuales no son equipos muy caros
- Su tiempo de ejecución es relativamente corto.

#### **4.3.2 Potenciómetro de punto de rocío**

El principio de funcionamiento básico del equipo es el siguiente: al ser introducida una muestra en el equipo, su temperatura es equilibrada con la de una pequeña cámara sellada que la alberga junto con un espejo y un sensor para detectar la condensación sobre el espejo. En equilibrio, el potencial de agua del aire en la cámara es el mismo que el potencial de agua en la muestra de suelo. La temperatura del espejo es controlada por un enfriador termoeléctrico, mientras que, una celda fotoeléctrica detecta el momento exacto en el que aparece la primera condensación sobre el espejo, seguidamente el equipo arroja un rayo de luz sobre el espejo el cual es reflejado sobre un fotodetector que es sensible al cambio en la reflectancia. En la Figura 4-14 se presenta el equipo WP4C disponible en el laboratorio de suelos de la Universidad Nacional de Colombia – Sede Bogotá.

Figura 4-14. Equipo WP4C, marca Decagon Devices.



Las especificaciones del equipo son las siguientes:

- Rango de medición: de 0 hasta 300 MPa
- Exactitud :  $\pm 0.05$  MPa entre 0 y -5 MPa  
1% entre -5 hasta 300MPa
- Tiempo de Medición: de 10 a 15 min para el modo preciso  
20 min aproximadamente para tejidos de plantas  
< 5 min para el modo rápido
- Control de Temperatura: de 15 hasta 40°C ( $\pm 0.2^\circ\text{C}$ )
- Tipo de sensor: sensor de punto de rocío de espejo refrigerado y un sensor infrarrojo
- Capacidad de la taza de la muestra: 7 ml

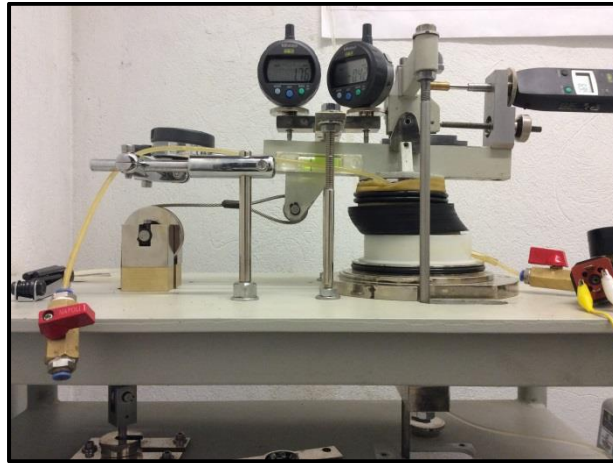
### 4.3.3 Equipo de corte simple

La versión del equipo de corte simple con la que se desarrolló éste trabajo, fue ideada en 1936 por el Instituto Geotécnico Sueco (SGI – por su sigla en inglés). Mediante este ensayo, se somete a una muestra cilíndrica de 8 cm de diámetro con altura de 2 cm, a corte simple mientras que la muestra es mantenida bajo una condición de deformación plana (deformaciones en un solo sentido). La muestra es confinada lateralmente con una membrana de látex reforzada con una espiral de alambre de constantan (de diámetro 0.15 mm), o mediante anillos apilados de teflón, aluminio, o acero recubierto con teflón. Este método de confinamiento permite desplazamientos verticales y horizontales, pero impide el cambio del diámetro de la muestra. El ensayo consiste en aplicar a la muestra



una carga normal por medio de pesas hasta alcanzar su consolidación en cada incremento de carga, posteriormente se carga incrementalmente con pesas el plato de corte hasta lograr que el material falle, ver Figura 4-15. El equipo con el que cuenta el laboratorio de suelos de la Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá, funciona en la modalidad de esfuerzo controlado.

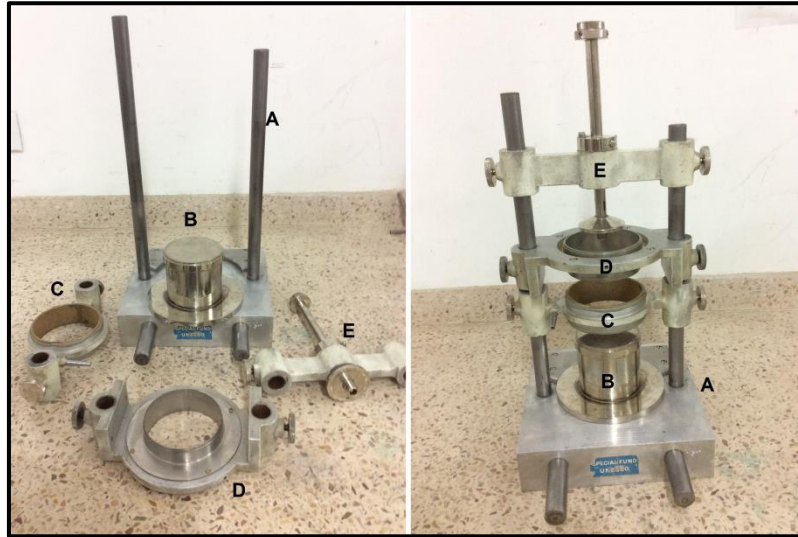
Figura 4-15. Equipo de corte simple tipo NGI.



El equipo de corte simple que se encuentra disponible en el edificio IEI – 406, de la Universidad Nacional de Colombia, está compuesto por cuatro partes principales descritas a continuación:

- *Dispositivo cortamuestras*: sus dimensiones son de 30x25x35 cm, este aparato permite obtener muestras con la geometría adecuada para ser ensayadas en el equipo de corte simple. En la Figura 4-16 se aprecian las siguientes partes del dispositivo: está compuesto por una base (A) hecha de aleación de aluminio con dos columnas de acero que permiten guiar los siguientes tres elementos; una guillotina (D) para cortar y enrasar la probeta de suelo, un aro poroso (C) hecho en bronce que facilita el montaje de la membrana de látex y una soporte (E) con el cual se realiza el montaje de la base superior de la muestra. La muestra de suelo junto con la base inferior, descansan sobre un pedestal metálico (B) en el cual encaja de manera precisa la base inferior del aparato.

Figura 4-16 Dispositivo cortamuestras



- *Sistema de confinamiento de la muestra:* Este sistema está compuesto por las bases superior e inferior (A y B, respectivamente) de 8 cm de diámetro y 3 cm altura, dos piedras porosas (C), papel filtro (D), una membrana de látex (E) y 30 anillos de acero recubiertos con teflón (F), los anillos tienen un diámetro interno 8 cm, externo de 9 cm y altura de 0.075 cm. Este conjunto de elementos descansa sobre un pedestal (G) que sirve para fijarlo a la mesa del equipo. En la Figura 4-17 se observan los elementos que componen este sistema.

Figura 4-17 Elementos del sistema de confinamiento.



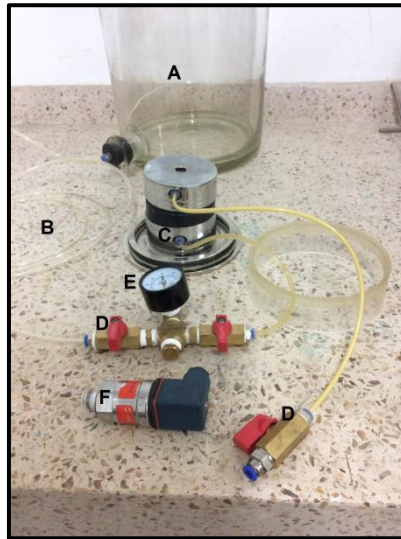
- *Mesa de corte:* esta es una mesa metálica de 26x56x70 cm (A), la cual presenta cuatro partes autoajustables roscadas para la nivelación de la mesa. Contiene además, dos platos de carga para la aplicación de los esfuerzos normal (B) y de corte (C) unidos en su extremo superior, mediante un balancín fijo (D) y un sistema de polea (E), a un estribo (F) que trasmite las cargas a la muestra. La
- Figura 4-18 ilustra las partes que integran dicha mesa. Las deformaciones producidas por los incrementos de carga, son medidas mediante cuatro deformímetros que permiten hacer el seguimiento, verificación y control del equipo antes y durante la prueba de corte.

Figura 4-18 Mesa de corte



- *Sistema de saturación y medición de presión de poros:* el sistema está compuesto por un tanque fijo (A), con capacidad para 15 litros de agua, que se encuentra suspendido a un metro de altura sobre la mesa de corte. La saturación de la muestra se realiza mediante una línea de agua (B) que sale del tanque fijo y llega a la base inferior (C) de la muestra. Esta línea de mangueras cuenta además con unas válvulas (D) que permiten regular el ingreso o salida de agua hacia y desde el interior de la muestra. La medición de la presión del agua de poros, se puede realizar mediante la implementación de un sensor de presión de poros (E) o por medio de un manómetro análogo (F). En la Figura 4-19, se referencian las partes que han sido listadas arriba con letras.

Figura 4-19 Sistema de saturación y de medición de presión de poros



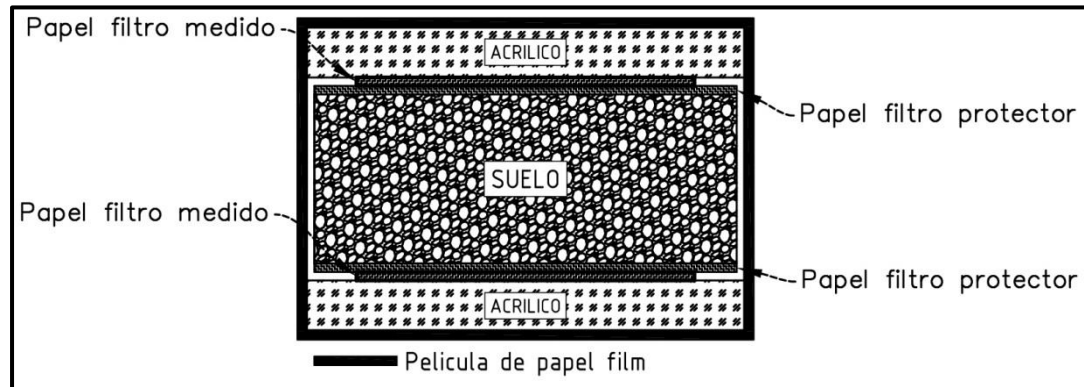
## 4.4 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

La succión del suelo se relaciona con su contenido de agua a través de la curva de retención de agua, por lo que, para la estimación de la succión se requiere de la construcción de dicha curva la cual varía de un suelo a otro. A partir de las probetas creadas mediante el procedimiento descrito en la sección anterior, se emplearon la técnica del papel filtro y la medición con el potenciómetro para la obtención de la succión matricial. A continuación se describe de manera detallada el procedimiento empleado para la realización de esta labor.

### 4.4.1 Obtención de la curva de retención con papel filtro

Para este método, el montaje empleado para la obtención de la curva se realiza colocando un papel filtro a cada lado de la probeta, pero a este papel lo separa del espécimen de suelo otro papel filtro protector con diámetro igual o un poco mayor al de la probeta, esto con el fin de evitar que las partículas de suelo más pequeñas alteren la lectura del papel filtro a medir. Un disco de acrílico, de diámetro 0.5 cm mayor al de la probeta, es puesto sobre el papel filtro a cada lado de la muestra y este conjunto es recubierto con varias vueltas de papel film (alrededor de 10 vueltas). El arreglo es almacenado en bolsas resellables dentro de un termo de icopor durante siete días (7). El montaje es como se muestra en la Figura 4-20.

Figura 4-20. Montaje realizado para la medición de la succión.



La construcción de la curva de retención, se realizó para un ciclo de humedecimiento y secado. Para obtener la curva en humedecimiento, a partir de las muestras elaboradas en la sección 4.2.1, las muestras inicialmente fueron secadas mediante exposición al aire, posteriormente al sol y finalmente en el horno a 50°C. A cada probeta se le asignó uno de los valores relacionados en la

Tabla 4-4. A cada una de las 12 probetas se les adicionó agua destilada y mediante incrementos periódicos estas fueron llevadas hasta el grado de saturación asignado. El montaje del ensayo se efectúa aplicando el procedimiento del párrafo anterior. Pasado el tiempo de estabilización (7 días), se realiza la determinación del peso del papel filtro tanto superior como inferior y posteriormente se promedian estos valores. La obtención de la succión, se efectúa aplicando la curva de calibración propuesta para el papel filtro inicialmente seco (ver Tabla 4-5), donde  $w$  es el contenido de agua del papel filtro. Finalmente, se graficó el contenido de agua en función de la succión y de esta manera se obtuvo la curva de retención.

La curva en secado se obtuvo, saturando con agua las muestras y posteriormente dejándolas secar hasta los valores presentados en la Tabla 4-4. El resto del procedimiento para obtener esta curva se ejecuta de la misma manera que se describió para el caso de humedecimiento.

Tabla 4-4. Contenidos de agua evaluados para construir la curva de retención

Probeta No.	Contenido Agua (%)
1	34
2	31
3	28
4	25
5	22
6	19
7	16
8	13
9	10
10	7
11	4
12	3
13	2

Tabla 4-5. Calibración del papel filtro Whatman No. 42. (Tomado de Colmenares Montanez, 2002)

Calibración	Log <sub>10</sub> (Succión) (kPa)	Rango de contenido de agua	Referencia
Para un papel filtro inicialmente seco	4.842-0.0622w 6.050-2.48log <sub>10</sub> w	w<47% w>47%	Chandler, Crilly y Montgomery- Smith (1991)
Para un papel filtro inicialmente mojado	4.842-0.0622w 4.573-0.0449w 2.094-0.0158w	w<15.47 15.47<w<57.2 w>57.2	Dineen (1997)

#### 4.4.2 Obtención de la curva de retención con el equipo Potenciómetro

Para construir la curva de retención mediante el uso del potenciómetro WP4C, se utiliza una misma muestra para determinar los valores de succión de toda la curva, tanto en humedecimiento como en secado. Se crean tres probetas, pero dos de estas se usan en forma simultánea y una es dejada como muestra testigo por si alguna de las otras es dañada. La curva en humedecimiento se construye secando al horno (a 50°C durante 24h) dos de las probetas obtenidas mediante el procedimiento descrito en la sección 4.2.1. Posteriormente a estas dos probetas se les adiciona agua hasta alcanzar el

contenido de agua más bajo indicado en la Tabla 4-4, los cuales son los mismos valores de contenido de agua empleados en la técnica del papel filtro. Al alcanzar el contenido de agua indicado, las dos probetas son almacenadas durante 24 h en las cápsulas plásticas que provee el equipo, y a su vez, las cápsulas son introducidas en bolsas plásticas dentro de un recipiente herméticamente sellado, ver Figura 4-21. Transcurridas las 24h de estabilización, la muestra es pesada y colocada dentro del equipo para su medición. El equipo emite un pito y se activa una luz verde intermitente que indica que el valor de succión de la muestra es el indicado en la pantalla, los datos de succión arrojados por el equipo son registrados (Succión en MPa – pF y temperatura del ensayo,). Nuevamente se adiciona agua a la muestra hasta alcanzar el segundo contenido de agua más bajo indicado en la Tabla 4-4 y se repiten los pasos anteriores hasta alcanzar el máximo contenido de agua de dicha tabla.

Figura 4-21 Almacenamiento y estabilización de las muestras del equipo WP4C



Por otra parte, para obtener la curva en secado, las muestras son saturadas y almacenadas durante 24h hasta su estabilización. Se repite el anterior procedimiento a la inversa, dejando secar las muestras para los mismos contenidos de agua.

Finalmente, se grafica el contenido de agua de la muestra en función de la succión total medida por el equipo para de esta manera obtener la curva de retención. Los resultados de este procedimiento se presentan más adelante en el capítulo 5, sección 5.1.1.

### 4.4.3 Ensayo de corte simple

A partir de la curva de retención suelo – agua, se seleccionaron tres zonas (seis contenidos de agua) de especial interés para ser analizadas. La primera de estas corresponde a la zona de efecto de frontera, en la cual se encuentran los poros más grandes que contiene el suelo y los que son fácilmente desplazados por el aire. El segundo rango analizado es la zona de transición, esta parte de la curva representa un rango en el que el suelo tiene un gran cambio del volumen de agua en el suelo para un cambio relativamente pequeño en la succión. La tercera parte de la curva corresponde a una segunda zona de efecto de frontera, la cual se presenta debido a que la curva de retención del material es bimodal. En esta última zona analizada, se presentan grandes cambios en la succión para pequeños cambios en el contenido de agua del suelo. Para cada contenido de agua relacionado en la Tabla 4-6, se realizaron tres ensayos de corte simple con diferentes esfuerzos normales (20, 40 y 80 kPa). La ejecución de este ensayo se basó en la norma ASTM D6528-07.

Tabla 4-6. Contenidos de agua propuestos para ser evaluados mediante el ensayo de corte simple.

No.	Contenido Agua $\omega$ (%)	Grado de Saturación S (%)
1	34	95
2	25	90
3	22	85
4	19	70
5	12	45
6	7	25
7	3	10
8	1	5

En la Figura 4-22 se numeran las partes que componen el equipo de corte simple, esta figura se tuvo en cuenta para realizar la descripción del procedimiento de ejecución del ensayo encerrando en paréntesis las partes del equipo que son citan.

- *Montaje de la muestra:* Se coloca la probeta de suelo entre las bases superior e inferior de la muestra (10 – 9), las cuales deben contener las piedras porosas (secas). Este conjunto se lleva al pedestal de la muestra (7) y se instalan la membrana y los anillos. El conjunto es montado sobre la mesa de ensayo,

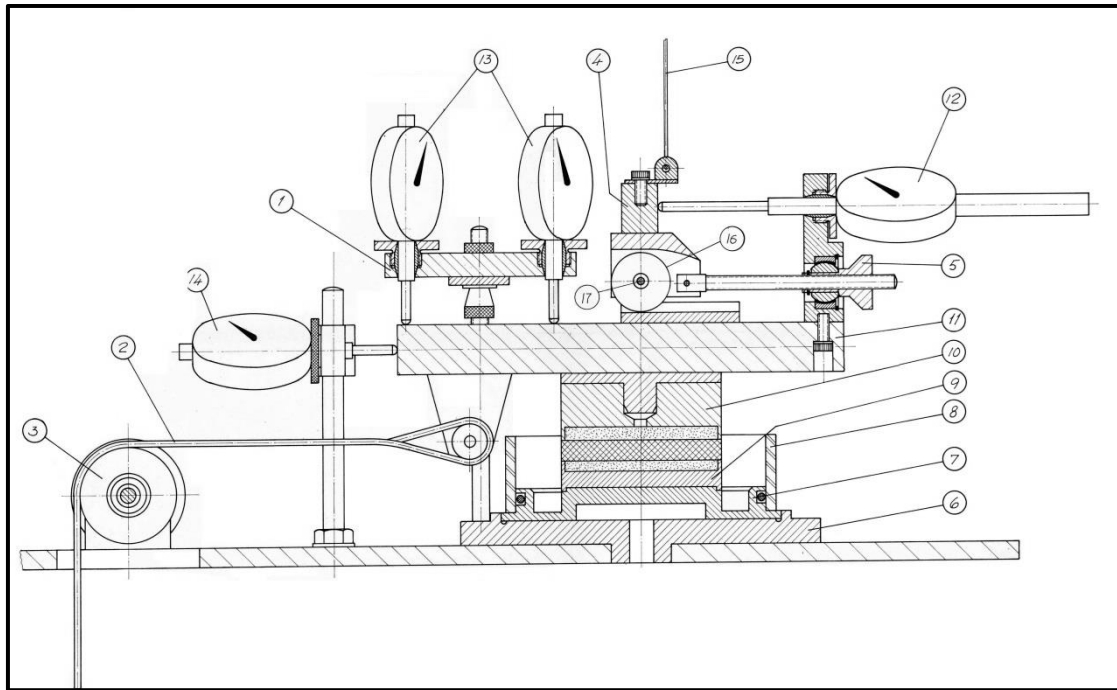


haciendo coincidir el orificio de la base superior con el pin guía del bloque superior. La mesa del equipo debe quedar perfectamente nivelada. De ser necesario, se realiza la nivelación de la mesa ajustando las patas de nivel.

- *Saturación de la muestra:* se realiza la saturación de la muestra, mediante la conexión de las mangueras a los acoples rápidos de las bases superior e inferior y la posterior apertura de las válvulas que se conectan con el tanque suspendido a 1m de altura de la muestra. Se deja saturar la muestra por un periodo superior a 12h. Para verificar el grado de saturación de la muestra se cierran las válvulas de drenaje, se aplica una sobrecarga en el plato de consolidación y se mide el incremento en la presión de poros mediante el sensor de presión. Posteriormente, se realiza la evaluación del parámetro B propuesto por Skempton (1954).
- *Consolidación de la muestra:* Se inician los deformímetros verticales (13) y se taran, se debe asegurar que estos deformímetros estén en contacto con el estribo (11). Se aplican las cargas normales mediante la adición de una masa en el plato de carga, y se registra la lectura de asentamiento de los deformímetros (13). Se requiere aplicar el criterio de la raíz cuadrada del tiempo para establecer cuando la muestra se ha dejado de asentar y es posible adicionar el siguiente incremento de carga.
- *Etapa de corte:* Al terminar la consolidación de la muestra, se inician los deformímetros horizontales (12 – 14) y se taran. Al igual que en el paso anterior, se debe garantizar que los deformímetros estén en contacto con el estribo (11). Se retira el pin (17) que asegura y mantiene fijo el estribo a la muestra, y se realiza la adición del primer incremento de carga en el plato de corte del equipo. Si debido al incremento de carga, los deformímetros horizontales (13) dejan de marcar la misma altura, se gira el tornillo horizontal (5) localizado bajo el deformímetro horizontal (12) hasta conseguir que estos deformímetros (13) vuelvan a marcar el mismo valor. Cuando pasados 4min, si el deformímetro (14) no registra un cambio de más de 0.01mm, se registra el valor de deformación de todos los deformímetros (12 – 13 – 14) y realiza el siguiente incremento de carga. Este último paso se repite hasta conseguir que la muestra falle.

Este procedimiento se repite para todas las demás muestras a ensayar.

Figura 4-22. Esquema del equipo de corte simple. (Tomado de Amortegui Gil, Robayo Mosquera, and Rojas Montenegro 1979).



Teniendo en cuenta la numeración presentada en la Figura 4-22, a continuación se realiza una descripción de los componentes numerados.

- (1) Soporte para los dos deformímetros verticales (13).
- (2) y (3) Cable y polea, respectivamente, que transmiten al estribo (11) las cargas de corte.
- (4) Balancín fijo, transmite al estribo (11) la fuerza aplicada en el plato de carga vertical.
- (5) Tornillo de nivelación, este permite nivelar el estribo (11).
- (6) Platina guía, sobre esta se asegura el pedestal (7) de la muestra.
- (8) Piscina de acrílico, sirve como alternativa de saturación en la ejecución de ensayos drenados,
- (9) y (10) Bases inferior y superior, respectivamente, albergan las piedras porosas y permiten la aplicación de las cargas y drenaje de la muestra.
- (11) Estribo, recibe las tensiones de los platos de carga normal y de corte y los trasmite a la muestra.
- (12) Deformímetro horizontal, mide los desplazamientos generados al ajustar la posición de la carga normal mediante el tornillo de nivelación (5).

- (13) Deformímetros verticales, permiten hacer el seguimiento a la nivelación del estibo (11) durante el ensayo.
- (14) Deformímetro de corte, mide los desplazamientos sobre el estribo (11) generados por efecto de la aplicación de cargas de corte.
- (15) Guaya de suspensión, permite suspender el estribo (11) para realizar maniobras de montaje de la muestra.
- (16) Rueda, gira sobre un riel al momento de aplicar cargas de corte y al momento de ajustar de la carga vertical con el tornillo de nivelación (5).
- (17) Pin, fija la rueda (16) para impedir movimientos de la carga vertical durante las etapas de saturación y consolidación de la muestra.

## 4.5 OBSERVACIONES FINALES

A continuación se realiza y presenta un resumen de los aspectos más importantes presentados en este capítulo:

- Las condiciones medioambientales del departamento del Vichada, tales como temperatura, pluviosidad y topografía plana, son las propicias para que la laterización sea el principal proceso de meteorización de los depósitos de suelo presentes en esta región. Esta situación se evidencia en la geología, ya que la formación costras ferruginosas (Qcf) ocupa la mayor parte del volumen de los depósitos de suelo en dicho departamento.
- Mediante los análisis mineralógicos realizados sobre el perfil de suelo encontrado, se identificaron altos contenidos de hidróxido de aluminio ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) lo que contrasta con el bajo contenido de otros minerales. Por otra parte, los índices de meteorización química ( $\text{Ruxton} = 1.3$  y  $\text{CIA} = 99.4$ ) indican que el material presenta alta meteorización, por lo que este perfil de suelo corresponde a un perfil laterítico.
- Mediante el ensayo de corte simple las muestras son sometidas a un estado plano de deformaciones, es decir deformaciones en un solo sentido, mientras que la muestra es mantenida a volumen constante.
- El equipo empleado únicamente cuenta con el sistema de aplicación de cargas manual, tanto para la carga normal como para la carga de corte. Por lo que los ensayos realizados con este equipo corresponden a la modalidad de esfuerzo controlado.



## **5.RESULTADOS EXPERIMENTALES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS**

El estado del arte presentado en los capítulos anteriores, ha servido como guía para el diseño y desarrollo de una serie de pruebas de laboratorio enfocadas hacia la comprensión del comportamiento de un material particular empleado en la construcción de terraplenes, que en campo, se encuentran sometidos a las variaciones climáticas.

Teniendo en cuenta los procedimientos de obtención de muestras y realización de ensayos descritos en el capítulo anterior, en este capítulo se presentan los resultados obtenidos de las mediciones de succión, los cambios volumétricos y de los ensayos de corte simple. Adicionalmente, se efectúa el análisis de los resultados.

Entre otros resultados importantes, se ha encontrado que el material analizado presenta dos niveles estructurales fuertemente influenciados por la aglomeración de partículas de tamaño limo y arcilla, por lo que existen dos diámetros de poro predominantes que hace que la curva SWRC sea bimodal; por otra parte, también se encontró que el esfuerzo normal tiende a reducir su influencia sobre la resistencia al corte a medida que se incrementa el nivel de succión del material. Los mayores incrementos en la resistencia al corte, se obtuvieron al superar el valor de entrada de aire de los macroporos.

### **5.1 CURVA DE RETENCIÓN SUELO – AGUA**

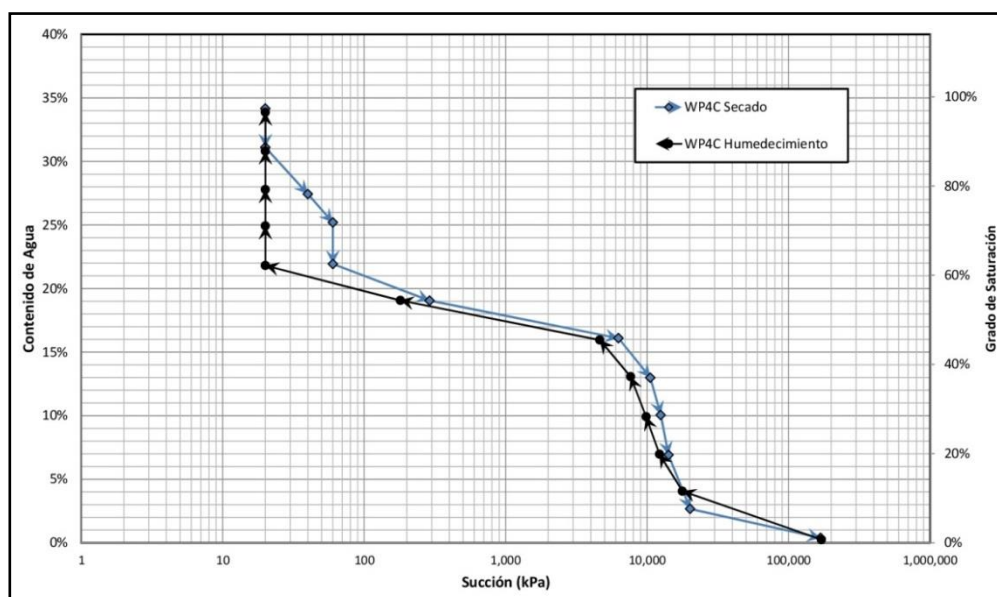
Para la obtención de la curva de retención suelo agua (SWRC), se determinó el cambio en el nivel de succión para diferentes contenidos de agua en el suelo empleando el potenciómetro de punto de rocío y la técnica del papel filtro. Para esta labor se emplearon las muestras obtenidas en la sección 4.3.1 y se efectuaron los procedimientos

de ensayo descritos en las secciones 4.5.1 y 4.5.2 del mismo capítulo. Los resultados son presentados y discutidos a continuación.

### 5.1.1 SWRC mediante potenciómetro

La SWRC elaborada con la ayuda del potenciómetro de punto de rocío, en humedecimiento y secado, fue obtenida aplicando el procedimiento descrito en la sección 4.5.2. Los resultados de esta actividad son presentados a continuación en la Figura 5-1.

Figura 5-1. SWRC obtenida mediante WP4C.



En la Figura 5-1 se observa que para contenidos de agua superiores a 22%, tanto en humedecimiento como en secado, la curva presenta una limitante en cuanto a la precisión de la medida de succión llegando apenas a 20 kPa. Sin embargo, teniendo en cuenta los resultados obtenidos para el proceso de secado se observa que se insinúa una curva bimodal, es decir, presenta dos sectores en donde cambia fuertemente la pendiente de la curva (semejando aparentemente dos valores aparentes de entrada de aire), así como también se observa una histéresis al comparar los procesos de secado con el de humedecimiento. Estos dos fenómenos presentados por el suelo se deben a lo siguiente:

**Curva Bimodal:** Está asociada principalmente a la presencia de dos tamaños de poros predominantes presentes en la masa de suelo, ver sección 5.1.3, los cuales empiezan el proceso de drenado o llenado al alcanzar ciertos valores de succión. Estos niveles de succión son conocidos como valores de entrada de aire aparentes y para el caso bimodal, el primer valor de entrada de aire (el de menor magnitud), indica el nivel de succión requerido para que los macroporos del suelo comiencen a desocuparse, análogamente sucede lo mismo con el segundo valor de entrada de aire, el cual corresponde al valor de succión requerido para que los microporos comiencen su proceso de vaciado.

La curva bimodal de la succión del suelo, se ha reportado antes en materiales lateríticos, de acuerdo con lo encontrado en la literatura (por ejemplo, Lloret et al., 2003; Miguel y Bonder, 2012; Sánchez, 1981), quienes reportan curvas bimodales debidas a la presencia de dos niveles estructurales en la masa de suelo, una microestructura formada por la agregación de partículas individuales y una macroestructura que consiste en el conjunto de agregados de partículas y poros inter-agregados. En algunos de estos trabajos también se comenta que, las características de la microestructura de estos materiales son independientes del esfuerzo de compactación.

**Histéresis:** Se refiere al hecho de que se presenta un mismo valor de succión para dos contenidos de agua diferentes, al ser medida la succión durante procesos de humedecimiento y de secado. De acuerdo con Hartmann (1996), parte de este fenómeno se debe a que los poros del suelo son muy variables en cuanto a forma y tamaño y se interconectan de muchas maneras. Una de estas particularidades, son los llamados poros de cuello de botella, con grandes cavidades pero estrechos puntos de conexión con otros poros. La succión en los poros pequeños es alta, estos se llenan primero cuando el agua es admitida en la masa de suelo pero los mismos no siempre se vacían de nuevo durante el secado en el mismo orden en que se llenaron. Algunos poros grandes, debido al aire atrapado en ellos, podrían permanecer aislados y secos durante el humedecimiento mientras se llenan poros más pequeños. Por otra parte, al empezar el proceso de secado de un suelo saturado, el vaciado de los poros generalmente se realiza de mayor a menor, sin embargo, el agua líquida podría quedarse ahora atrapada en poros grandes y se mantendrá allí hasta que poros de conexión más pequeños puedan vaciarse. La histéresis, también se presenta como consecuencia de la contracción y la

expansión de los minerales arcillosos existentes en el suelo, fenómenos que pueden afectar a la geometría y el tamaño de los poros.

Además otros autores atribuyen la histéresis de la succión del material térreo, a una distribución del tamaño de los poros del suelo no uniforme y a la diferencia del ángulo de contacto entre una interfase de avance del agua y una interfase de retroceso (Fredlund et al., 2012).

Experimentalmente se notó que; algunas probetas compactadas y con terminados superficiales de aspecto liso y uniforme, inicialmente secas, resultaron dañadas al ser sometidas a incrementos abruptos en el contenido de agua. Dichas probetas fueron descartadas, ver Figura 5-2. El rápido incremento en el contenido de agua durante el proceso de humedecimiento, y viceversa, derivó en el agrietamiento del material, lo que genera que varios poros se comuniquen a través de estas grietas formándose cavidades (o poros) más grandes que los adquiridos por el material en un ciclo anterior de humedecimiento y secado. Esta situación podría presentarse en campo. Con incrementos menos abruptos en el contenido de agua del suelo, agrietamientos muy pequeños también podrían favorecer la histéresis de algunos materiales.

Figura 5-2. Probetas dañadas por variaciones abruptas en el contenido de agua, ensayadas en el potenciómetro.



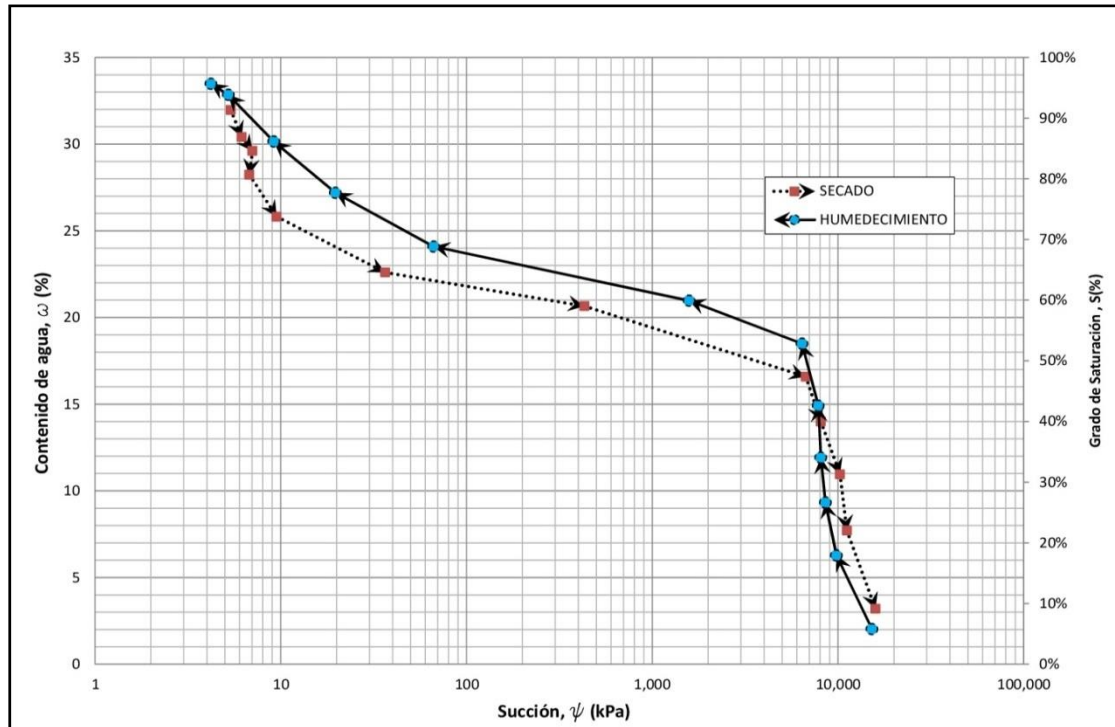
### 5.1.2 SWRC mediante la técnica del papel filtro

Para la obtención de la SWRC mediante el método del papel filtro se emplearon un total de 13 probetas de suelo, a cada probeta se le asignó un valor de contenido de agua y se



le determinó el nivel de succión correspondiente tanto en humedecimiento como en secado. El resultado de las mediciones se presenta en la Figura 5-3.

Figura 5-3. SWRC obtenida con papel filtro.



La SWRC obtenida mediante esta técnica también es bimodal, un poco mejor definido para el rango de baja succión (es decir, de mayor contenido de agua) en comparación con el presentado mediante el potenciómetro. La curva de retención bimodal presenta tres zonas bien definidas, las cuales fueron descritas en la sección 3.4.1. La curva obtenida con papel filtro sugiere que la trayectoria de la succión del material en el proceso de secado es similar a la trayectoria seguida en humedecimiento, es decir, la forma de las curvas es parecida pero no son idénticas. La curva bimodal y la histéresis reportada por la succión del suelo fueron analizados en la sección anterior (5.1.1).

En la Figura 5-3 a diferencia de lo convencional, la curva de secado se encuentra por debajo de la curva de humedecimiento para valores de succión inferiores a 7000 kPa. De acuerdo con el modelo propuesto por Luckner, Van Genuchten, y Nielsen, (1989), esto puede ser debido a que la succión puede tomar diferentes trayectorias o curvas de barrido (llamadas scanning curves en inglés) en razón a que, para la obtención de la

curva en secado, el suelo no alcanzó la saturación máxima y algunos poros podrían no haberse llenado con agua debido a que al aire atrapado en la masa de suelo impidió su ingreso. Tal como se mencionó en la sección 4.4.1, el tiempo de estabilización de las muestras fue de siete días.

La SWRC se obtuvo hasta un grado de saturación del 95%. No fue posible establecer el su trayectoria para grados de saturación mayores debido a que la muestra empezaba el proceso de drenaje por efecto que ejerce la fuerza de gravedad sobre el fluido de poros contenido en la muestra.

Al realizar la comparación entre las curvas de retención obtenidas mediante el potenciómetro de punto de rocío y la técnica de papel filtro, succión total y succión matricial respectivamente, las curvas en secado se ajustan de acuerdo a lo esperado y la obtenida mediante el potenciómetro se encuentra por encima de la obtenida mediante la técnica del papel filtro. Por el contrario, las curvas de retención en secado no corresponden con lo convencional, es decir que, la curva de succión matricial se encuentra por encima de la succión total. Esto puede ser una consecuencia de un fenómeno antes descrito, en el que la probeta empleada para la determinación de la curva de retención mediante la técnica del papel filtro no alcanzó a saturarse. A esto se suman, los efectos en la manipulación de las probetas y posibles errores en el procedimiento de la medición.

### 5.1.3 Distribución del tamaño de poros

La estimación del tamaño y distribución de poros en la masa de suelo, puede ser calculada con la ayuda de los datos obtenidos para la construcción de la SWRC. Juang y Holtz (1986) propusieron la Ecuación 5-1, al encontrar que dentro de la masa de suelo el tamaño de poros podría considerarse como una variable aleatoria ( $X$ ) y que esta variable podría definirse como el radio de los poros. La función acumulativa del tamaño de los poros sería como sigue:

Ecuación 5-1

$$F_p(X) = \int_X^{\infty} f_p(X) dX = \frac{\theta_s - \theta}{\theta_s} * 100$$

Dónde:

$F_p(X)$ : Función de densidad del tamaño de poros

$f_p(X)$ : Función de densidad de probabilidad del tamaño de poros

$\theta_s$ : Contenido de agua volumétrico de saturación

$\theta$ : Contenido de agua volumétrico para un valor de succión dado

Por otra parte Marshall (1958) en su estudio sobre la permeabilidad y la distribución del tamaño de los poros, propuso la expresión resumida en la Ecuación 5-2 para estimar el radio de los poros.

Ecuación 5-2

$$r = \frac{2T_s}{\psi}$$

Dónde:

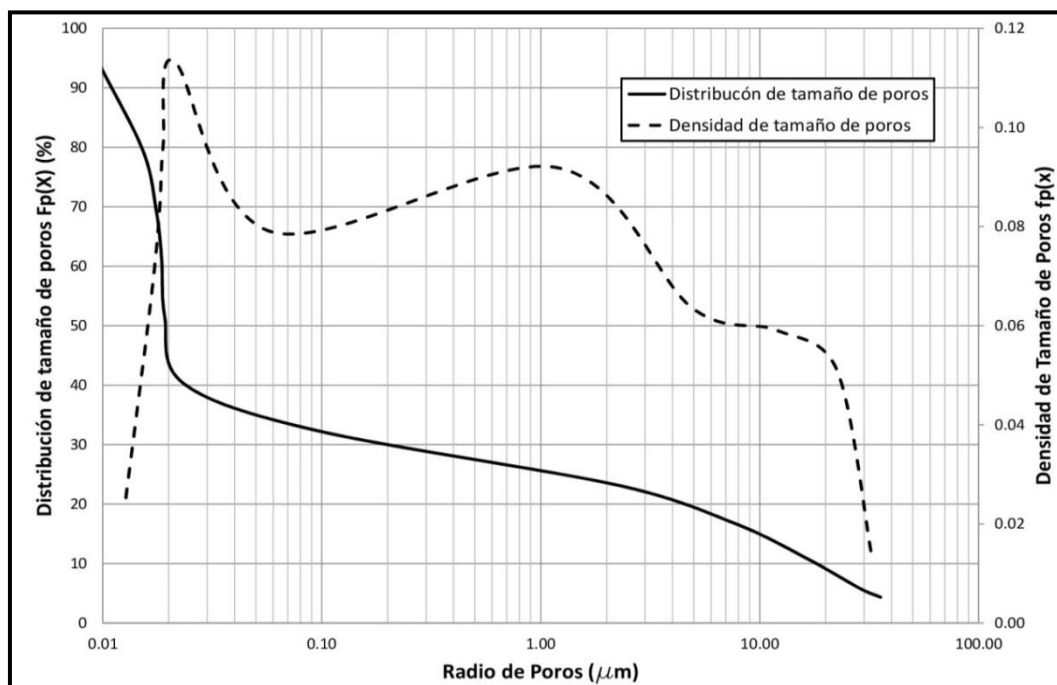
$r$  : Radio de poros

$T_s$ : Tensión superficial

$\psi$ : Succión matricial

A partir de las anteriores expresiones se obtuvo la distribución del tamaño de poros y la densidad del tamaño de poros las cuales se presentan en la Figura 5-4. En dicha figura se observa que el radio de los poros varía entre  $0.01\mu\text{m}$  y  $30\mu\text{m}$ . Su distribución acumulada crece a la misma tasa entre  $32\mu\text{m}$  y  $0.02\mu\text{m}$ , es decir que se presenta una proporción de radio de los poros es más o menos pareja para este rango. A partir del 40% de la distribución del tamaño de poros, se presentan los radios de poros más comunes y por ende los influyentes del suelo. La densidad del tamaño de poros presentan dos picos máximos (línea punteada en la Figura 5-4. El pico más alto corresponde a los poros de mayor concentración, los más comunes, con radio aproximado de  $0.02\mu\text{m}$  y el segundo pico corresponde a radios de poro igualmente comunes e influyentes en menor medida con del orden de  $1\mu\text{m}$ .

Figura 5-4. Distribución del tamaño de poros



### 5.1.4 Estructura del suelo

La estructura del suelo se define como la disposición geométrica de las partículas del suelo, y entre otros factores, los que más afectan la estructura son la forma, el tamaño y composición mineralógica de las partículas del suelo, así como también la composición del agua del suelo (Braja, 2010).

La resistencia y la rigidez provenientes de la cementación o unión de partículas son características tanto de las rocas como de los suelos naturales. La cementación puede deberse al entramamiento de las partículas y a enlaces físico químicos entre las partículas minerales. Los suelos que presentan esta condición se consideran como microestructurados. A pesar de que la cementación en los suelos se presenta con mayor debilidad, en comparación con las rocas, su existencia influye tanto sobre el comportamiento del material como la relación de vacíos inicial y la historia de esfuerzos (Leroueil y Vaughan, 1990).

El trabajo realizado por Leroueil y Vaughan (1990), indica que la microestructura se presenta cuando bajo el mismo esfuerzo de compresión, la relación de vacíos del material natural (o inalterado) es mayor en comparación con la relación de vacíos del

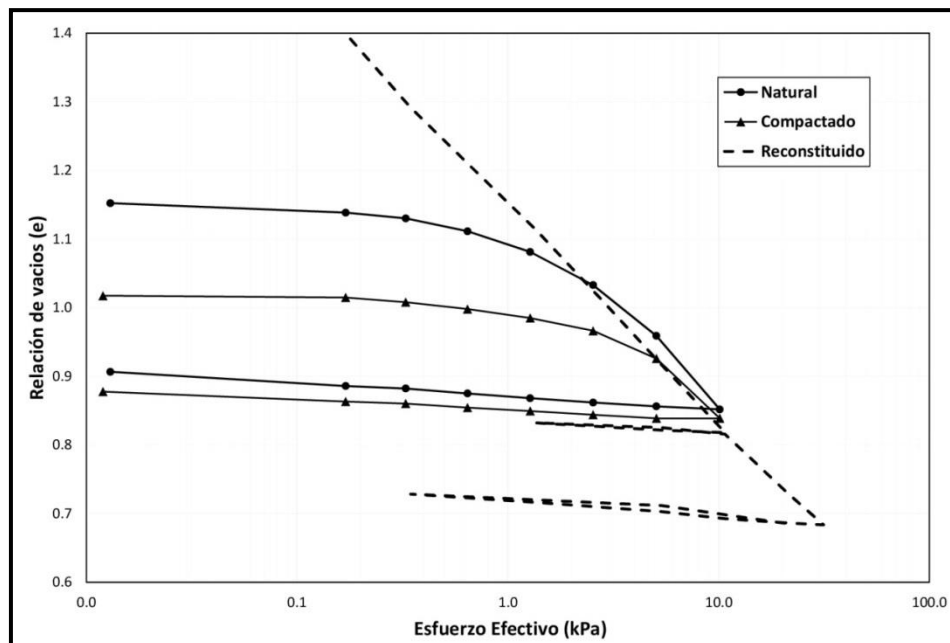
mismo material pero reconstituida. Una arcilla reconstituida se define como aquella que se ha conformado después de haber sido completamente mezclada a un contenido de agua igual o mayor que el límite líquido – LL (Burland, 1990). En este caso, con la ayuda de un agitador mecánico el suelo seco se mezcló a un contenido de agua equivalente a 1.25 veces el LL, con esto se consiguió retirar completamente la estructura del material. Posteriormente, se vertió el material en la cápsula edométrica y se consolidó la muestra aplicando diferentes esfuerzos.

En la Figura 5-5, se presentan las curvas de compresibilidad obtenidas mediante los ensayos de consolidación realizados sobre el material en las condiciones: (i) natural, (ii) compactada, y (iii) reconstituida. Dichas curvas fueron obtenidas siguiendo los procedimientos de la norma INV E-151-13, saturando las muestras por un periodo de 24h empleando piedras porosas saturadas. En la mencionada figura, se observa que el material en su condición natural, durante el rango de esfuerzos efectivos verticales comprendido entre 120 kPa y 1000 kPa, presenta una relación de vacíos mayor a la que reporta el mismo material pero en condición remoldeada (en línea discontinua en la figura). De acuerdo con lo expuesto en párrafos anteriores, este hecho indica la existencia de cementación en el material. Teniendo en cuenta los resultados obtenidos sobre mineralogía – sección 4.1.5, ésta cementación es debida principalmente a los fuertes enlaces iónicos que se presentan en el material como resultado de la acumulación y aglomeración de los óxidos e hidróxidos de aluminio y de hierro con las partículas finas del material.

En la Figura 5-5, también se evidencia que la curva de compresibilidad del material compactado se encuentra por encima de la curva de compresibilidad del material remoldeado pero en un rango de esfuerzos menor.

Por otra parte, el material exhibe un bajo grado de cementación debido a que este corresponde a una laterita en formación. Teniendo en cuenta que el aumento de la exposición del material a este ambiente de meteorización (laterización) genera una mayor concentración de hidróxidos de aluminio, se esperaría que la diferencia entre las curvas de compresibilidad (natural – remoldeada) sea cada vez mayor si se aumenta la edad del depósito de suelo.

Figura 5-5. Curvas de compresibilidad para el material inalterado, compactado y remoldeado.



Durante los ensayos de consolidación unidimensional el material, tanto en estado natural como en su estado compactado, ha sido llevado hasta un grado de saturación superior al 95% y teniendo en cuenta que para estos grados de saturación el nivel de succión es bajo, se estima que la influencia de la succión sobre la rigidez del material también sea muy baja o despreciable. Los resultados obtenidos en esta sección, evidencian que el suelo analizado presenta una microestructura debida principalmente a la cementación, la cual, es producto de los enlaces entre los óxidos e hidróxidos de aluminio y de hierro. Se ha encontrado además, que al retirar la microestructura mediante la disgregación del material, parte de esta es recuperada durante el proceso de compactación, tal y como lo evidencia la curva de compresibilidad del material compactado al situarse por encima de la curva de compresibilidad del material reconstituido.

### 5.1.5 Modelo de interpretación de la SWRC

Teniendo en cuenta la información de referencia descrita en la sección 3.4.2, en la Figura 5-6 se presentan los puntos de succión medidos mediante la técnica de papel filtro (puntos rojos) y el modelo ajustado propuesto por Fredlund and Xing (1994) el cual describe de manera aproximada el comportamiento de la succión con el cambio del contenido de agua (línea negra interrumpida). Debido a que la curva SWRC es bimodal,

lo cual indica la presencia de macroporos y microporos dentro de la masa de suelo. Para aplicar el modelo ajustado fue necesario dividir esta curva en dos secciones: una sección representa la succión matricial para el intervalo entre 1 y 1000 kPa y la otra sección representa la succión matricial para el intervalo entre 1000 y 100000 kPa. Por otra parte, en la Tabla 5-1 se presentan las variables y los parámetros de ajuste empleados en el dicho modelo.

Figura 5-6. SSWRC obtenida mediante papel filtro y estimación del comportamiento basado en el modelo ajustado propuesto por Fredlund y Xing (1994).

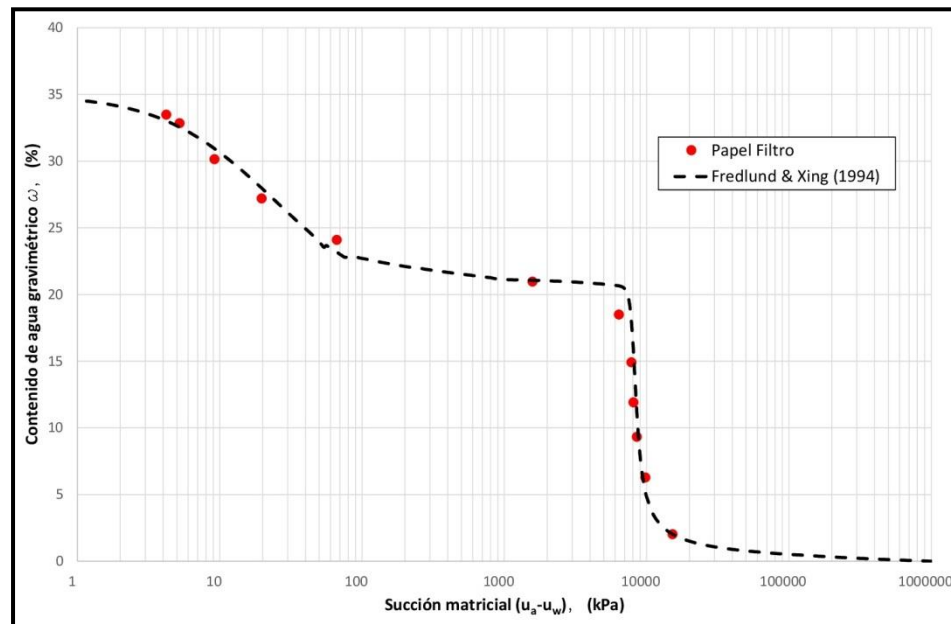


Tabla 5-1. Parámetros de ajuste del modelo propuesto por Fredlund y Xing (1994), obtenidos con la técnica del papel de filtro.

	$(u_a - u_w) < 1000 \text{ kPa}$	$(u_a - u_w) > 1000 \text{ kPa}$
$A_{ev}$	2.50	6500
$(u_a - u_w)_r \text{ (kPa)}$	1000	100000
$\omega_s$	0.350	0.212
$\omega_a$	0.310	0.165
$a \text{ (kPa)}$	9.00	8500
$M$	0.544	0.800
$N$	0.949	27.046

Donde,

$A_{ev}$  : Valor de entrada de aire (Air entry value)

$(u_a - u_w)_r$ : Valor de succión matricial residual

$\omega_s$  : contenido de agua gravimétrico de saturación

$\omega_a$  : contenido de agua gravimétrico del punto de inflexión (a)

$a$  : valor de la succión en el punto de inflexión, un poco mayor que el valor de entrada de aire

$m$  : parámetro de ajuste relacionado con los contenidos de agua cercanos al contenido de agua residual.

$n$  : parámetro del suelo relacionado con la pendiente de la SWRC en el punto de inflexión.

De acuerdo con los resultados obtenidos, en el rango comprendido entre 1 y 1000 kPa, el proceso de desaturación se inicia a bajos niveles de succión (alrededor de 2.5 kPa). La zona que une las dos secciones de la curva presenta el mayor incremento de la succión pasando de 50 a 8000 kPa al disminuir el contenido de agua de 24% a 20%. La segunda sección de la curva, en el rango comprendido entre 1000 y 100000 kPa, el proceso de desaturación de los microporos comienza para valores elevados de succión (cerca de los 6500 kPa, es decir  $\omega=22\%$ ), sin embargo, para obtener en este tramo ganancias significativas en la succión hay que disminuir bastante el contenido de agua (por debajo de 3%).

El valor de entrada de aire de la primera sección ( $(u_a - u_w) < 1000 \text{ kPa}$ ;  $A_{ev} = 2.5 \text{ kPa}$ ) es muy bajo, lo que indica la existencia de macroporos con un diámetro predominante en la masa de suelo cuyo valor es característico de materiales con partículas tamaño arena. Teniendo en cuenta que el contenido de arena es muy bajo en este material, de alrededor del 6%, los macroporos son el resultado principalmente de las agregaciones de las partículas finas (limo y arcilla) típicas de los suelos lateríticos (Miguel y Bonder, 2012). El rango entre el 20% y el 24% de contenido de agua, presenta el mayor incremento en la succión de toda la curva, lo cual puede deberse al tamaño, forma y relativa baja cantidad de poros en dicho rango. Análogamente, la zona de transición de los microporos presenta una fuerte pendiente debido a que para niveles de succión matricial entre 7000 kPa y 10000 kPa se vacían una gran cantidad de volumen de poros con diámetro similar, ver Figura 5-4, por lo que el contenido de agua cae rápidamente.



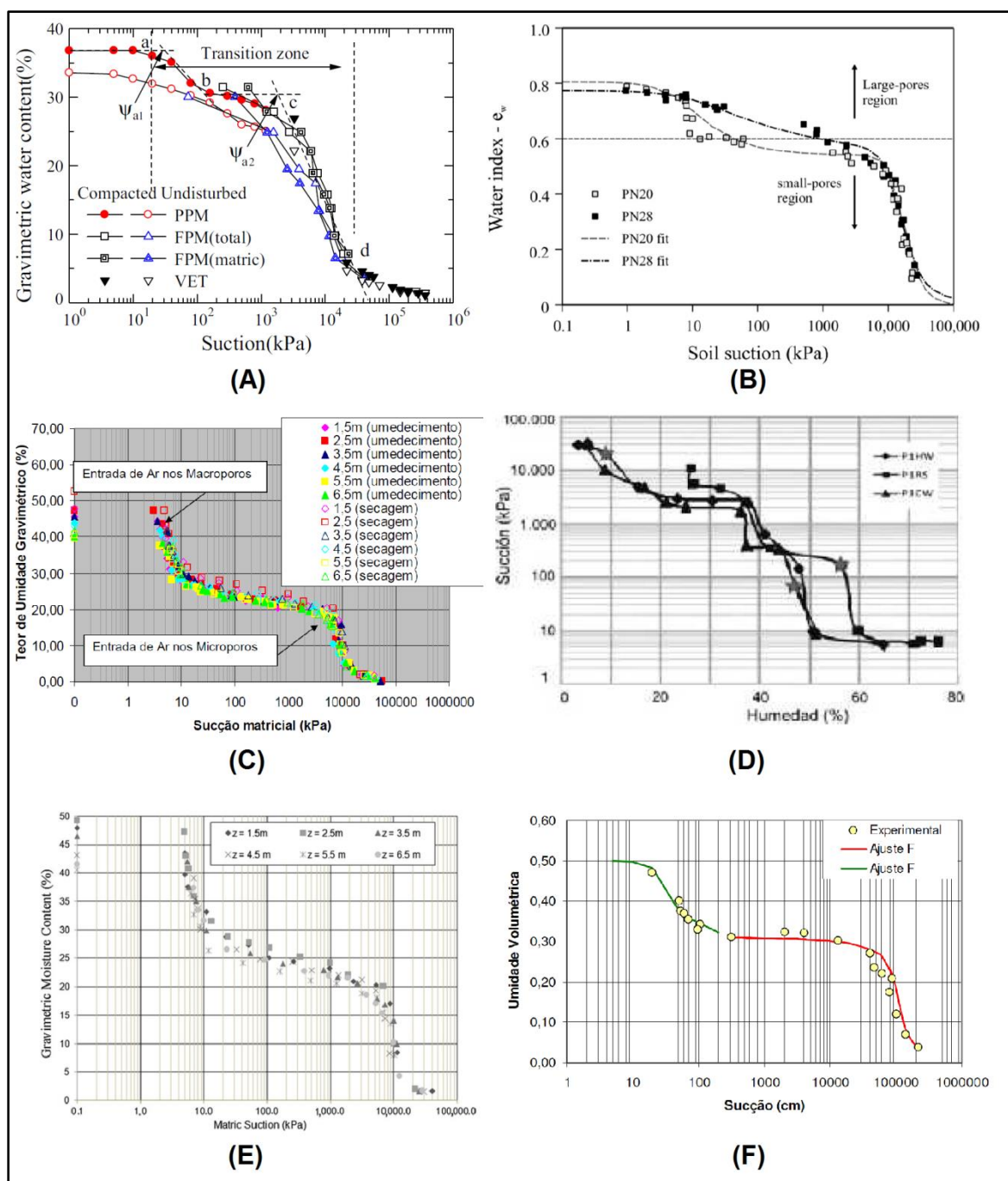
En general el modelo propuesto por Fredlund y Xing (1994) se ajusta bastante bien a los datos obtenidos mediante la técnica del papel filtro, por lo que se considera que este modelo es representativo del comportamiento de la succión para el suelo analizado.

Al realizar la confrontación de los resultados obtenidos en este trabajo con los amplios registros encontrados en la literatura sobre suelos lateríticos, se confirman y aclaran varias de las principales características de dichos suelos discutidas en las secciones anteriores. La gran mayoría de las SWRCs reportadas para suelos lateríticos son bimodales, Figura 5-7. En las SWRCs de suelos lateríticos obtenidas en diversos trabajos (Aristizabal, Valencia, Guerra, Vélez, y Echeverri, 2011; Bonder, 2008; Heidemann, Bressani, Gehling, Flores, y Porto, 2016; Hernandez Moncada, 2008; Miguel y Bonder, 2012; Otalvaro, Cordão Neto, Delage, y Caicedo, 2016; Sánchez, 1981; Sun, You, Annan, y Daichao, 2016), se aprecia una marcada tendencia de la microestructura a desarrollar valores de succión en torno a los 10000 kPa. Si bien es cierto que la magnitud del segundo valor de entrada de aire de los materiales consultados es muy variada, se debe tener en cuenta que esta variable se ve influenciada por la pendiente de la curva en la zona de transición. Sin embargo, el punto de inflexión de todas las curvas consultadas se aproxima bastante al citado valor de succión. Por otra parte, el primer valor de entrada de aire obtenido en los trabajos mencionados parece no tener una tendencia generalizada respecto de los valores de succión desarrollados por la macroestructura, aunque su punto de inflexión pareciera acercarse a los 10kPa.

Lo que sí es una tendencia generalizada en todos los trabajos consultados, es que la curva de densidad de tamaño de poros arroja un diámetro de poro predominante igual o cercano a  $0.02\mu\text{m}$ , lo cual corresponde plenamente con los resultados obtenidos en este trabajo.

Teniendo en cuenta lo anterior, tanto la acumulación de óxidos e hidróxidos de hierro y de aluminio, las agregaciones de limo y arcilla, el tamaños de los poros y los niveles de succión desarrollados por el material nos han permitido identificar una microestructura característica de los suelos lateríticos y presente en todos ellos.

Figura 5-7. SWRC obtenidas para suelos lateríticos. (A) – Sun et al. (2016); (B) – Otalvaro et al. (2016); (C) – Bonder (2008); (D) – Aristizabal, Valencia, Guerra, Vélez, et al. (2011); (E) – Miguel y Bonder (2012) y (F) – Hernandez Moncada (2008)



### 5.1.6 Cambios volumétricos

Adicionalmente a la determinación de la succión con la variación del contenido de agua, se realizó la medición de cambios de volumen de las muestras, tanto en humedecimiento

como en secado, para lo cual en cada nivel de succión se promediaron tres lecturas del diámetro y de la altura de cada probeta ensayada. Los resultados de este seguimiento son presentados en la Figura 5-8, en la cual se aprecia que la variación en el contenido de agua (o succión) genera cambios volumétricos importantes en la muestra, respecto de la muestra compactada inicialmente (punto color rojo en la Figura 5-8).

Mediante el proceso de compactación estática empleado para la elaboración de las probetas con las que se desarrolló este trabajo, a todas las muestras se les indujo los mismos valores de relación de vacíos, peso unitario y grado de saturación. La condición inicial de relación de vacíos ( $e_0$ ) para todas las muestras, es representada por el punto de color rojo en la Figura 5-8. Para obtener la trayectoria seguida por la relación de vacíos con el cambio en la succión del material compactado durante el proceso de humedecimiento, 12 muestras compactadas fueron secadas inicialmente al aire y luego al sol durante 48 horas hasta que alcanzaron el nivel de succión correspondiente al punto A de la Figura 5-8, posteriormente se realizó un incremento diferente en el grado de saturación para cada una de las 12 probetas de suelo. Con la ayuda de un aspersor, a cada una de las probetas se les llevó hasta el grado de saturación signado mediante adiciones sucesivas y espaciadas de agua. Con la ayuda de un calibrador se midió la geometría cada una de las probetas. Para determinar los cambios de volumen durante el proceso de secado, se tomaron las mismas muestras del proceso de humedecimiento y se llevaron hasta el 95% de saturación, ya que el suelo al no ser sumergido, rechazaba el agua para grados de saturación mayores a este y en consecuencia las muestras fueron llevadas hasta el punto B en la Figura 5-8. Nuevamente, cada una de las probetas se dejó secar hasta el grado de saturación asignado mediante la exposición espaciada y sucesiva al aire, al sol y en el horno a 50 °C según se requiriese. Una vez alcanzado el grado de saturación asignado, a cada una de las probetas se les registraron los diámetros y las alturas. Debido a que la medición de los cambios volumétricos fue una labor adicional a la determinación de la succión, el procedimiento para su estimación es parecido al presentado en la sección 4.4.1.

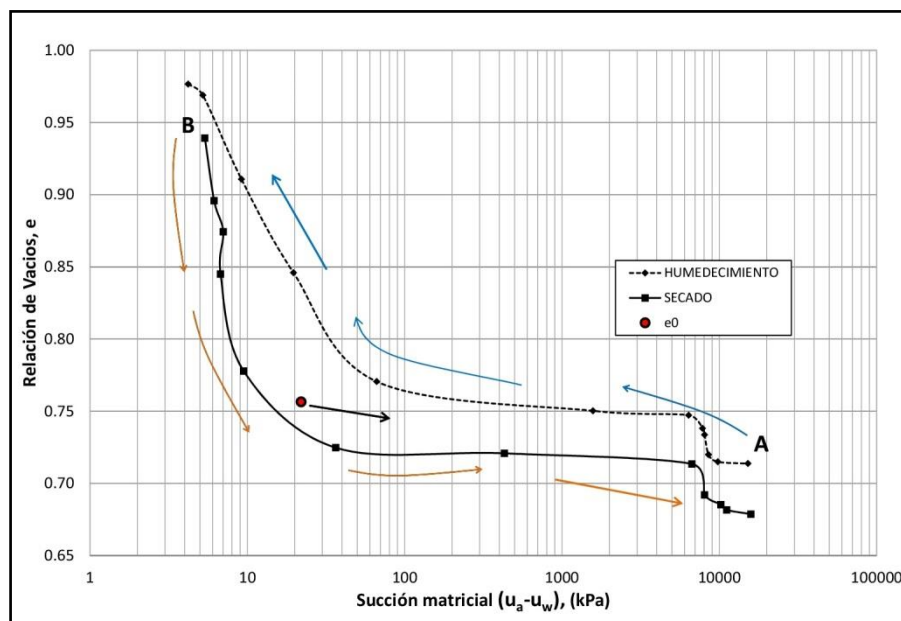
En la Figura 5-8, se aprecia que el material presenta cambios importantes en su volumen hasta valores de succión cercanos a 50 kPa, pero entre 50 kPa y 7500 kPa el volumen de la muestra se mantiene prácticamente constante mientras la succión sigue aumentando. A partir de valores de succión superiores a 7500 kPa y hasta los 10000

kPa, la muestra nuevamente presenta disminución del volumen, aunque menos dramática en comparación con el primer tramo de la curva. Finalmente, a partir de valores de succión superiores a 10000 kPa, la muestra presenta una tendencia a mantener su volumen constante mientras la succión aumenta.

Por otra parte, a medida que aumenta la presión negativa del agua de poros, los granos que componen el suelo son atraídos con mayor energía generando la contracción del material y la consecuente disminución de su volumen (Snethen et al., 1977).

Teniendo en cuenta los resultados de los análisis de la composición mineralógica reportados en la sección 4.1.5, los cambios volumétricos reportados por el material también son debidos al efecto de expansión y contracción que los minerales de Illita presentan al entrar en contacto con el agua.

Figura 5-8. Variación de la relación de vacíos con la succión.



## 5.2 ENSAYO DE CORTE SIMPLE

A partir de los resultados obtenidos para la SWRC, mediante los cuales se identificó una curva bimodal, se seleccionaron cinco puntos sobre dicha curva tal y como se muestra en la Figura 5-9 (puntos de color amarillo), sobre los que se realizaron los ensayos de corte simple. Inicialmente se había propuesto analizar tres puntos más para contenidos de

agua iguales a 6, 3 y 2 % (X negra en la Figura 5-9), localizados entre la zona de transición y la zona saturación residual, pero las muestras con contenido de agua inferior al 10% se resbalan durante el ensayo dada su elevada rigidez y la pérdida de fricción entre la piedra porosa y el espécimen, ver Figura 5-10. Para cada punto seleccionado sobre la SWRC, se realizaron tres ensayos con diferentes niveles de esfuerzo normal (30, 50 y 90 kPa). Los esfuerzos normales aquí propuestos, son representativos de las presiones a las cuales es sometido un terraplén vial bajo peso propio debido a alturas de terraplén de 1.5, 2.5 y 4.5 metros, que se considera, abarcan un rango amplio y probable para la construcción de los mismos.

Figura 5-9. Localización de los ensayos de corte simple realizados sobre la SWRC.

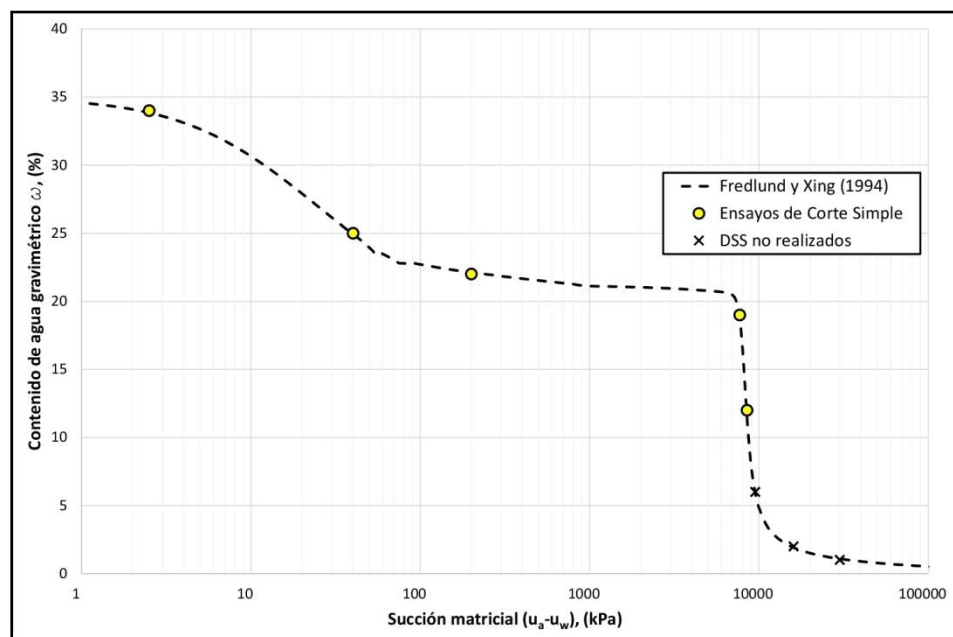


Figura 5-10. Aspecto de una muestra ensayada con el DSS con  $\omega = 6\%$ .



### 5.2.1 Tratamiento de los datos obtenidos

Los resultados de los ensayos de corte simple, han tendido un tratamiento de tipo hiperbólico para realizar el ajuste de los datos. Dicho tratamiento consiste en graficar la relación entre la deformación angular y el esfuerzo de corte ( $\gamma/\tau$ ) en función de la deformación angular ( $\gamma$ ) y aplicar una regresión de tipo lineal. A partir de esta regresión se obtiene una ecuación y que permite obtener el esfuerzo de corte ( $\tau$ ) en función de la deformación angular ( $\gamma$ ) tal y como sigue.

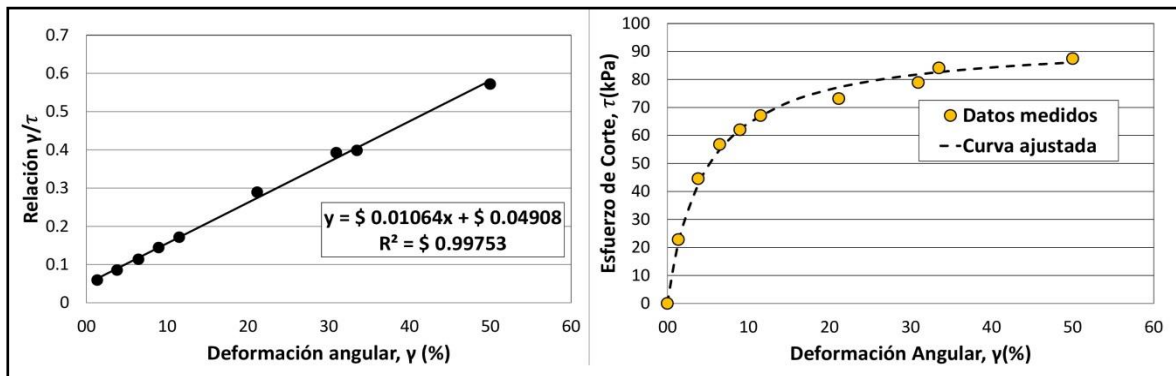
En la Tabla 5-2 se presentan los resultados obtenidos para el ensayo de corte simple realizado sobre una de las muestras ensayadas.

Tabla 5-2. Resultados del ensayo de corte simple para  $\sigma_n = 90$  kPa y  $\omega = 34\%$

$\tau$ (kPa)	$\gamma$ %	$\gamma/\tau$
Esfuerzo de Corte Medido	Deformación Angular	
0.00	0.0	0.0592
22.81	1.4	0.0853
44.55	3.8	0.1136
56.80	6.5	0.1443
62.02	9.0	0.1714
67.08	11.5	0.2891
73.16	21.2	0.3923
78.89	31.0	0.3983
84.11	33.5	0.5718
87.45	50.0	0.0592

De esta tabla graficamos la relación  $\gamma/\tau$  en función de  $\gamma$  y aplicamos una regresión de tipo lineal, ver la parte A de la Figura 5-11. A la ecuación obtenida mediante esta regresión le asignamos valores de deformación angular, los suficientes para tener una curva bien definida, graficamos estos valores y así obtenemos la curva ajustada de esfuerzo cortante en función de la deformación angular, ver la parte B de la Figura 5-11. Este procedimiento lo repetimos para los datos de las otras muestras analizadas.

Figura 5-11. Ajuste de los datos obtenidos de DSS.



### 5.2.2 Ajustes a los ensayos

Teniendo en cuenta que al imponer cargas sobre el equipo de corte simple, este puede presentar algunas deformaciones, lo que genera errores en la medición, y que dependiendo de la magnitud de estas deformaciones se debe realizar algunos ajustes a los datos, se construyó la curva de calibración para el plato de aplicación del esfuerzo normal. En la Figura 5-12 se presentan las deformaciones producidas por el equipo al adicionarle peso al plato carga normal. En la figura se muestran ecuaciones de deformación en función de carga ( $P$ ) y esfuerzo ( $\sigma_n$ ), indican la deformación promedio que debe ser restada a la lectura vertical realizada durante el ensayo. En la Tabla 5-3 se presentan los datos obtenidos para realizar dicha calibración. En dicha tabla, los esfuerzos expresados en kPa han sido calculados teniendo en cuenta que el diámetro de la muestra es de 8 cm.

Figura 5-12. Curva de calibración del plato de carga normal.

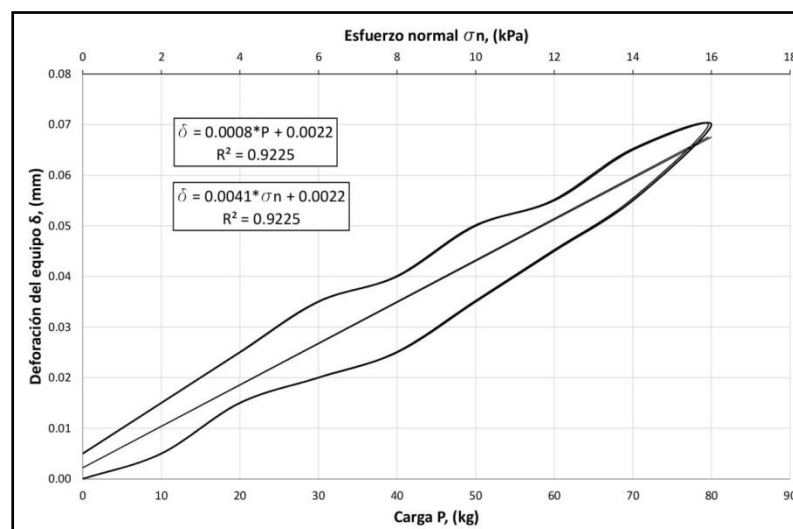


Tabla 5-3. Mediciones realizadas para la calibración del pato de carga vertical

Carga (kg)	Esfuerzo (kPa)	Deformación del equipo (mm)		
		*Def 13 - Izquierdo	*Def 13 - Derecho	Promedio
0	0.00	0	0	0.000
10	1.99	0.01	0	0.005
20	3.98	0.02	0.01	0.015
30	5.97	0.03	0.01	0.020
40	7.96	0.03	0.02	0.025
50	9.95	0.04	0.03	0.035
60	11.94	0.06	0.03	0.045
70	13.93	0.07	0.04	0.055
80	15.92	0.09	0.05	0.070
70	13.93	0.08	0.05	0.065
60	11.94	0.07	0.04	0.055
50	9.95	0.06	0.04	0.050
40	7.96	0.05	0.03	0.040
30	5.97	0.04	0.03	0.035
20	3.98	0.03	0.02	0.025
10	1.99	0.02	0.01	0.015
0	0.00	0.01	0	0.005

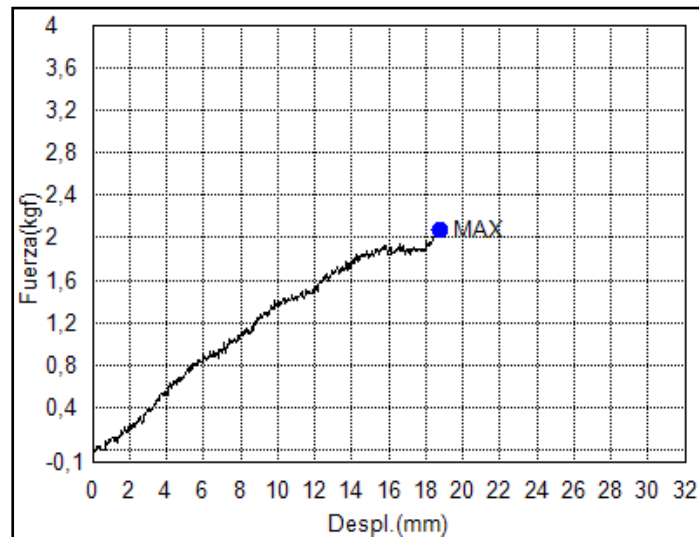
\* Deformímetros verticales (13) izquierdo y derecho, ver plano en sección 4.4.3

Debido las cargas normales aplicadas en este trabajo, de hasta 40 kg, durante la etapa de consolidación de la muestra algunos ajustes fueron realizados a los datos después de haber terminado los ensayos. Estas correcciones sirvieron para recalculer la altura de la muestra al inicio la etapa de corte y así ajustar la deformación angular ( $\gamma$ ).

Un ajuste adicional fue realizado, debido a la resistencia que opone la membrana de látex al superar ciertos niveles de deformación. En la Figura 5-13 se presenta la curva tensión deformación obtenida mediante el tensionamiento de la membrana con la ayuda de una máquina universal.



Figura 5-13. Ensayo de tensión de la membrana de látex



Mediante esta prueba se efectuó el ajuste de algunos datos debido a la resistencia de la membrana. En la mayoría de los casos el esfuerzo asumido por la membrana fue de entre el 4% y el 5% del esfuerzo máximo medido.

### 5.2.3 Condiciones iniciales de los ensayos DSS

Las probetas ensayadas han sido sometidas a algunos cambios en su condición de esfuerzos con el objeto de estudiar su comportamiento con la variación de los mismos. A través de la compactación estática, las muestras adquirieron unas condiciones iniciales aproximadamente iguales, ver Tabla 5-4, pero en función del estudio de su comportamiento con la variación de la succión y el esfuerzo normal, fue necesario llevar hasta otra condición de esfuerzos a cada trio de muestras, ver Tabla 5-5.

La preparación previa de los materiales, su almacenamiento y estabilización se realizó siguiendo los procedimientos descritos en la sección 4.2.2.



Tabla 5-4. Muestras compactadas estáticamente, condiciones iniciales  $\omega = 22\%$

No.	Peso probeta (g)	D <sub>prom</sub> (cm)	H <sub>prom</sub> (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Volumen (cm <sup>3</sup> )	$\gamma_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	V <sub>t</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>s</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>w</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>a</sub> (cm <sup>3</sup> )	e	S (%)	$\theta$
1	196.31	7.98	2.02	50.00	100.97	1.94	1.59	100.97	57.67	35.40	7.892	0.751	81.77	0.35
2	196.96	7.96	2.02	49.81	100.70	1.96	1.60	100.70	57.86	35.52	7.317	0.740	82.92	0.35
3	196.66	7.96	2.03	49.80	101.32	1.94	1.59	101.32	57.78	35.46	8.081	0.754	81.44	0.35
4	197.13	7.99	2.00	50.15	100.51	1.96	1.61	100.51	57.91	35.55	7.043	0.735	83.46	0.35
5	196.71	7.97	2.02	49.90	100.76	1.95	1.60	100.76	57.79	35.47	7.500	0.744	82.55	0.35
6	196.79	7.99	2.01	50.11	100.56	1.96	1.60	100.56	57.81	35.49	7.254	0.739	83.03	0.35
7	197.61	7.98	2.03	49.96	101.51	1.95	1.60	101.51	58.06	35.63	7.824	0.749	82.00	0.35
8	196.72	7.97	2.03	49.88	101.10	1.95	1.59	101.10	57.79	35.47	7.831	0.749	81.92	0.35
9	198.94	7.98	2.03	50.00	101.67	1.96	1.60	101.67	58.45	35.87	7.344	0.739	83.01	0.35
10	196.66	7.96	2.03	49.72	100.68	1.95	1.60	100.68	57.78	35.46	7.444	0.743	82.65	0.35
11	197.06	7.99	2.00	50.13	100.47	1.96	1.61	100.47	57.89	35.54	7.038	0.735	83.47	0.35
12	197.19	7.97	2.02	49.85	100.75	1.96	1.60	100.75	57.93	35.56	7.259	0.739	83.05	0.35
13	197.32	7.97	2.02	49.92	100.76	1.96	1.61	100.76	57.97	35.58	7.212	0.738	83.15	0.35
14	196.96	7.97	2.02	49.86	100.78	1.95	1.60	100.78	57.86	35.52	7.393	0.742	82.77	0.35
15	197.24	7.96	2.04	49.75	101.64	1.94	1.59	101.64	57.95	35.57	8.128	0.754	81.40	0.35

Tabla 5-5. Condiciones iniciales del ensayo.

No.	$\omega(\%)$	Peso probeta real (g)	$D_{prom}$ (cm)	$H_{prom}$ (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Volumen (cm <sup>3</sup> )	$\gamma_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Vt(cm <sup>3</sup> )	Vs (cm <sup>3</sup> )	Vw (cm <sup>3</sup> )	Va (cm <sup>3</sup> )	e	S (%)	$\theta$
1	12.2	180.46	8.01	2.00	50.33	100.50	1.80	1.60	100.50	57.67	19.56	23.27	0.743	45.67	0.19
2	12.0	180.76	8.00	1.99	50.22	100.12	1.81	1.61	100.12	57.86	19.32	22.94	0.730	45.72	0.19
3	12.1	180.68	7.99	2.00	50.16	100.10	1.80	1.61	100.10	57.78	19.48	22.84	0.733	46.03	0.19
4	19.2	192.58	8.07	1.98	51.13	101.46	1.90	1.59	101.46	57.91	31.00	12.55	0.752	71.19	0.31
5	18.9	191.64	8.05	1.98	50.86	100.89	1.90	1.60	100.89	57.79	30.40	12.70	0.746	70.54	0.30
6	18.8	191.70	8.07	1.97	51.12	100.91	1.90	1.60	100.91	57.81	30.39	12.70	0.745	70.53	0.30
7	22.8	196.14	7.96	2.00	49.777	99.577	1.97	1.63	99.58	57.27	36.35	5.95	0.739	85.93	0.37
8	22.6	195.47	8.00	1.97	50.322	99.073	1.97	1.63	99.07	57.13	36.08	5.86	0.734	86.03	0.36
9	23.2	196.68	8.01	1.99	50.360	100.22	1.96	1.63	100.22	57.24	36.97	6.01	0.751	86.02	0.37
10	25.8	199.48	8.02	2.03	50.52	102.40	1.95	1.57	102.40	57.78	40.85	3.77	0.772	91.55	0.40
11	25.6	199.61	8.03	2.02	50.59	102.13	1.95	1.58	102.13	57.89	40.66	3.58	0.764	91.90	0.40
12	25.7	199.91	8.02	2.03	50.51	102.52	1.95	1.58	102.52	57.93	40.85	3.73	0.770	91.63	0.40
13	33.9	216.53	8.09	2.25	51.38	115.38	1.88	1.40	115.38	57.97	54.79	2.62	0.990	95.44	0.47
14	34.1	216.57	8.10	2.24	51.50	115.40	1.88	1.40	115.40	57.86	55.12	2.41	0.994	95.81	0.48
15	34.2	216.94	8.10	2.24	51.48	115.31	1.88	1.40	115.31	57.95	55.27	2.09	0.990	96.36	0.48

## 5.2.4 Resultados y análisis de los ensayos de corte simple

En la Figura 5-14, Figura 5-15 y Figura 5-16, se presentan las curvas ajustadas (siguiendo el procedimiento explicado en la sección 5.3.1), de esfuerzo cortante ( $\tau$ ) en función de la deformación de corte o deformación angular ( $\gamma$ ) para los distintos grados de saturación evaluados bajo el mismo esfuerzo normal (30, 50 y 90 kPa, respectivamente). En dichas figuras, como era de esperarse, la disminución en el contenido de agua genera un aumento en la resistencia al corte del material, pero en la medida en que se incremente el esfuerzo normal ( $\sigma_n$ ) la diferencia en la resistencia al corte entre las muestras tiende a estabilizarse, es decir, la influencia de  $\sigma_n$  es cada vez menor en comparación con la influencia de la succión.

Figura 5-14. Ensayos DSS para diferentes contenidos de agua ( $\sigma_n = 30$  kPa).

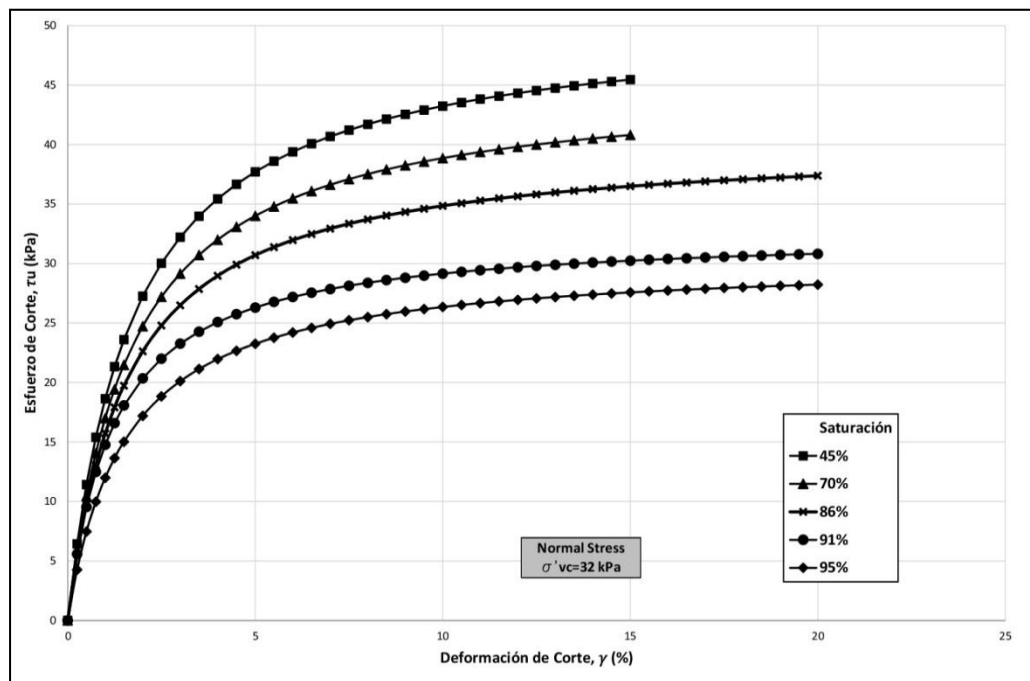
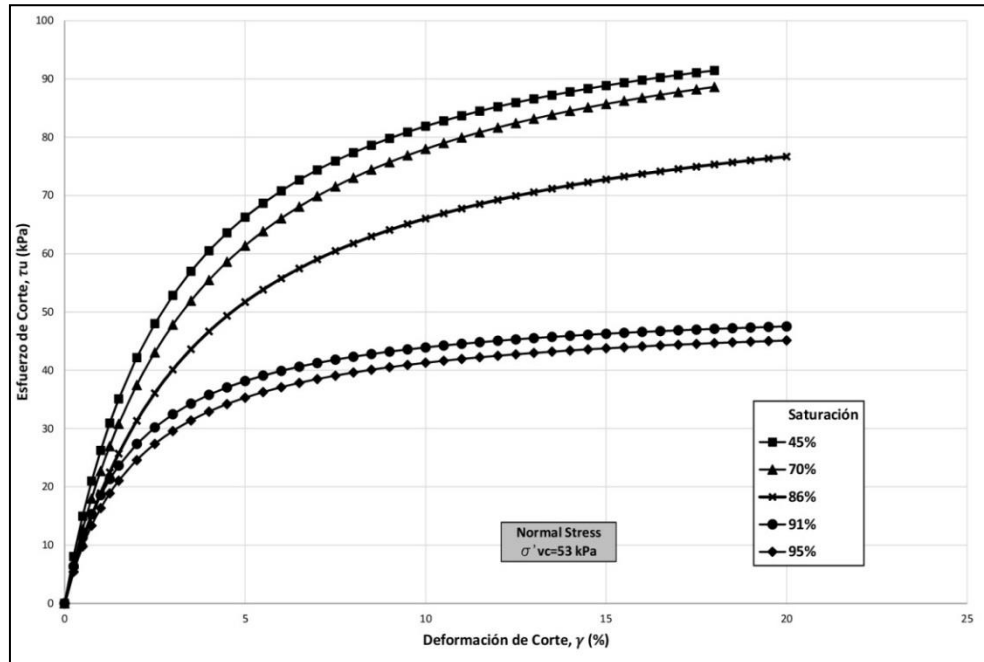
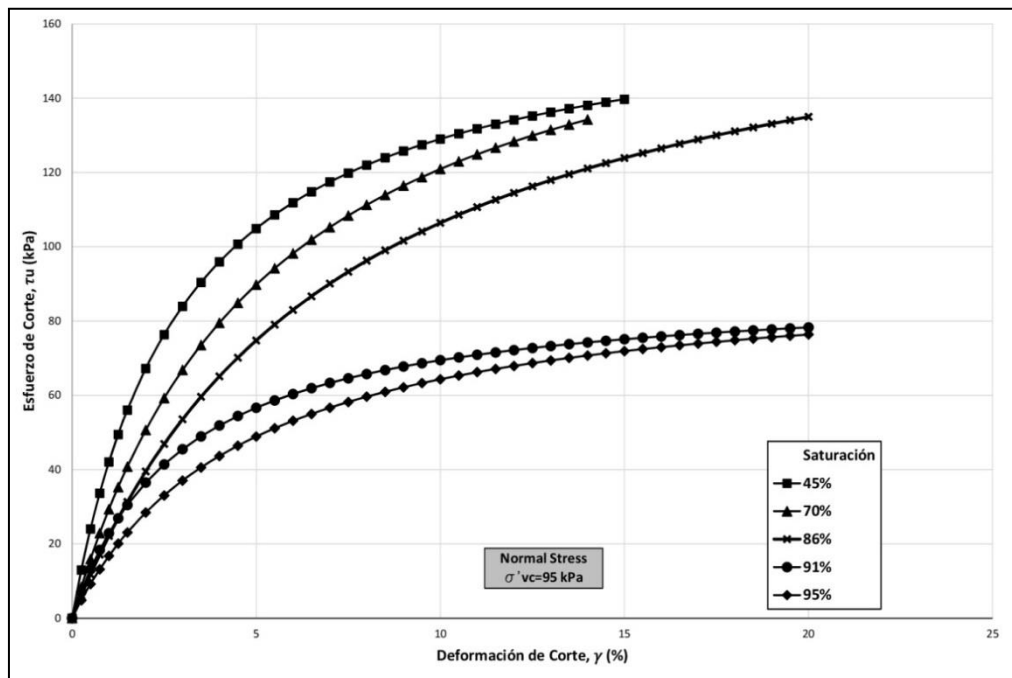


Figura 5-15. Ensayos DSS para diferentes contenidos de agua ( $\sigma_n = 50$  kPa).Figura 5-16. Ensayos DSS para diferentes contenidos de agua ( $\sigma_n = 90$  kPa).

Por otra parte, de la Figura 5-17 a la Figura 5-21 se presenta la influencia del esfuerzo normal tanto en el esfuerzo de corte como en el módulo de corte secante ( $G$ ) para el mismo grado de saturación. En dichas figuras se observa que el esfuerzo de corte crece de manera proporcional con el esfuerzo normal y su influencia para cada punto analizado (para cada contenido de agua) mantiene la misma proporción. Respecto del módulo de corte, tanto el incremento en la succión como el incremento del el esfuerzo normal generan un aumento en la magnitud del módulo de corte. Sin embargo, la deformación angular ( $\gamma$ ) es la que mayor influencia tiene sobre el módulo, ya que a medida que aumenta dicha deformación la magnitud del módulo de corte disminuye y tiende a converger, dicha convergencia también se presenta para deformaciones angulares menores al 2%. La gráfica del módulo de corte secante ( $G$ ) en función de la deformación angular ( $\gamma$ ) también es conocida como curva de degradación del módulo de corte, pero se acostumbra a normalizar el módulo de corte con respecto al módulo de corte máximo ( $G_{\text{máx}}$  o  $G_0$ ) el cuál es obtenido de ensayos a muy pequeñas deformaciones (Elementos bender, Columna resonante, entre otros). El módulo de corte máximo, no ha sido determinado durante esta investigación.

En las gráficas de  $\tau_u$  vs  $\gamma$  presentadas a continuación, también se observa que para los grados de saturación superiores al 86% se presenta una disminución de aproximadamente la mitad de la resistencia al esfuerzo de corte con respecto a los valores de resistencia reportados para grados de saturación inferiores a 70%.

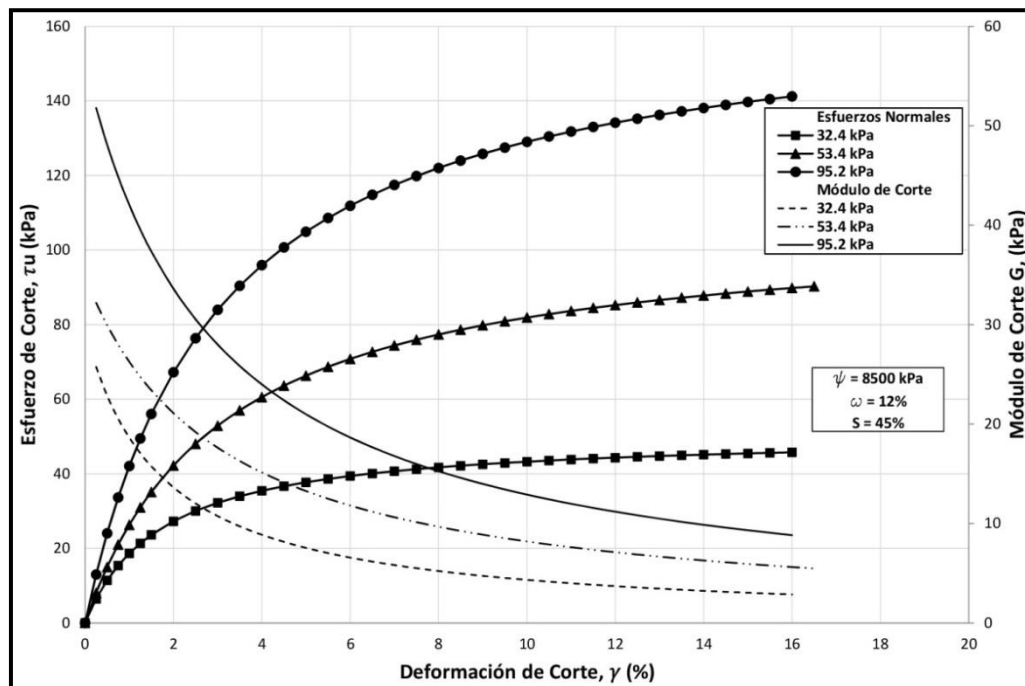
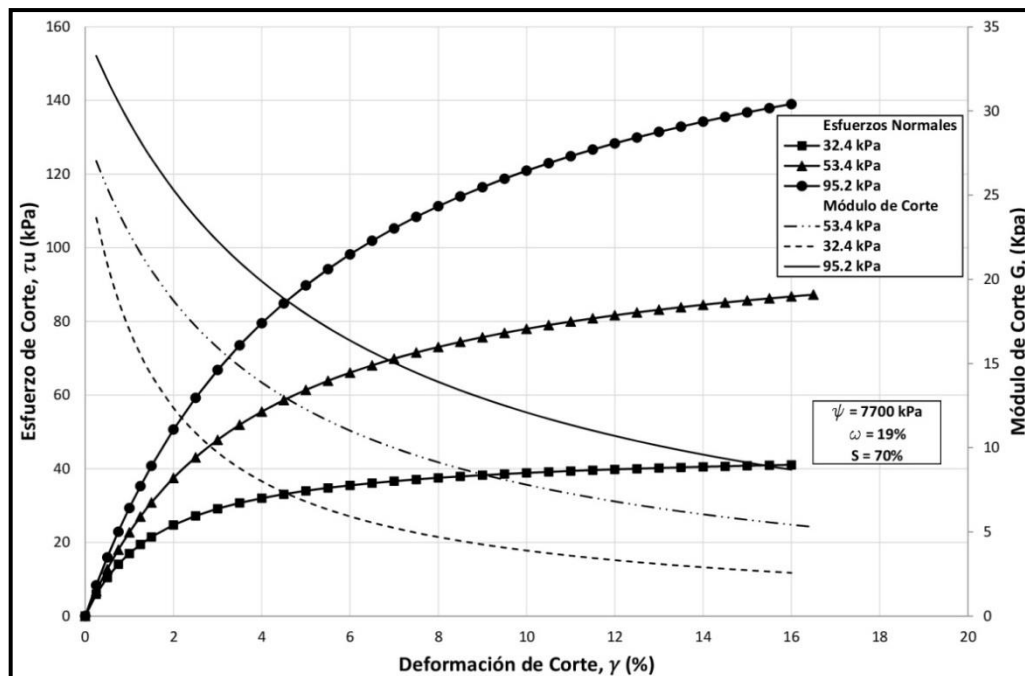
Figura 5-17. Ensayos DSS con  $S = 45\%$ Figura 5-18. Ensayos DSS  $S = 70\%$ 



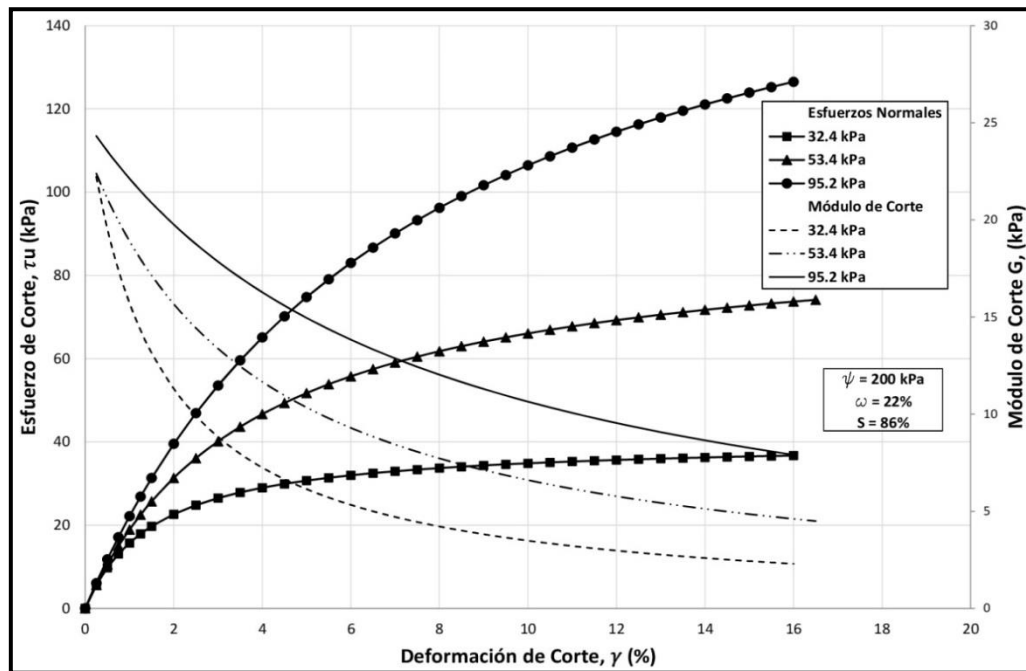
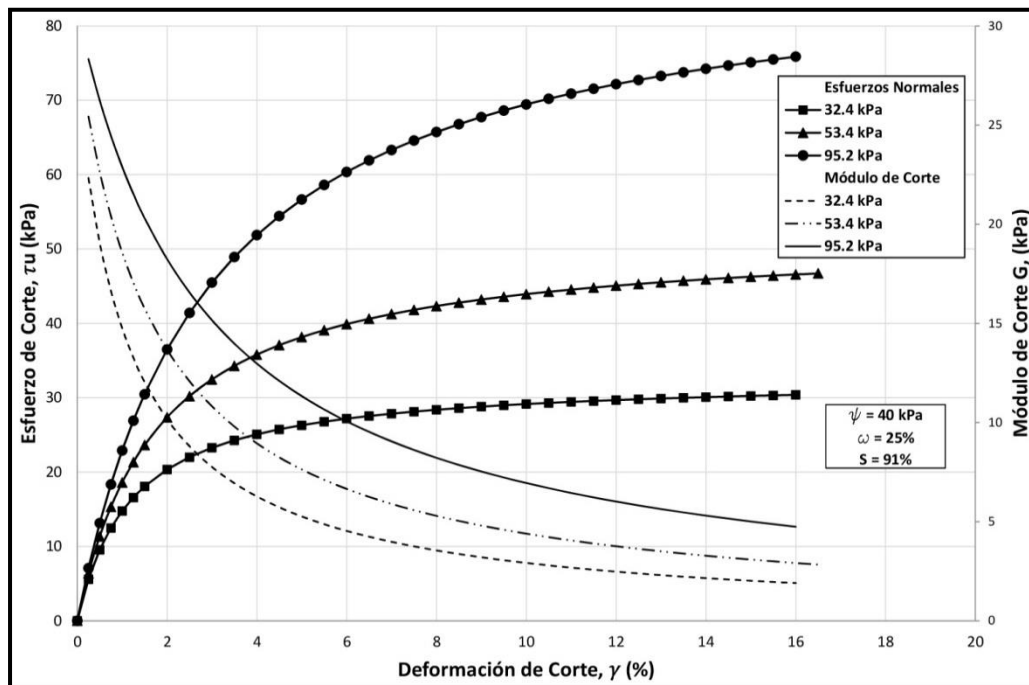
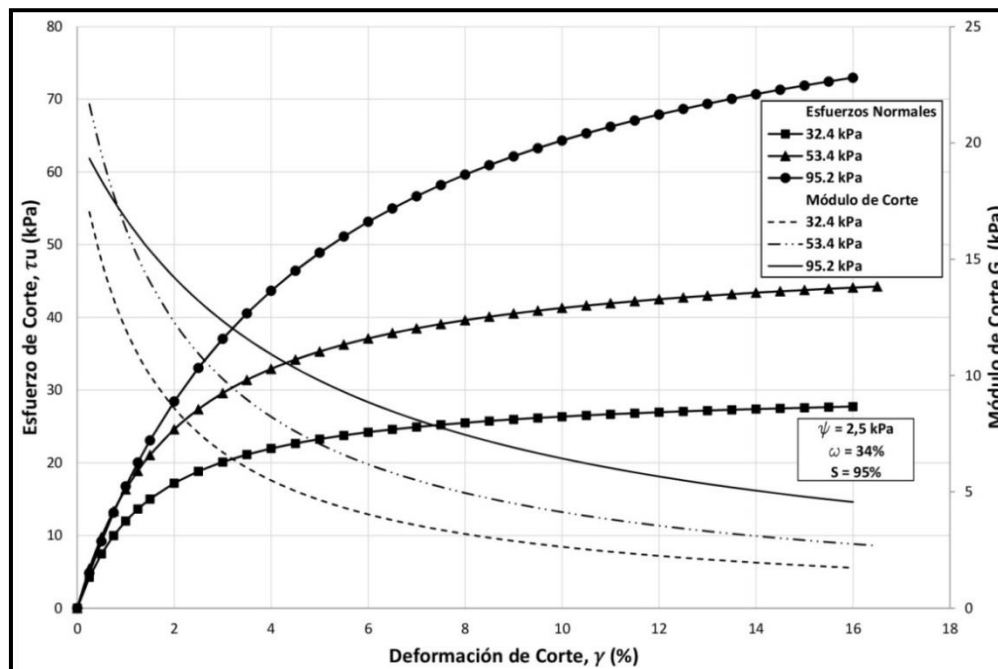
Figura 5-19. Ensayo DSS con  $S = 86\%$ Figura 5-20. Ensayos DSS con  $S = 91\%$ 

Figura 5-21. Ensayos DSS con S = 95%



### 5.2.5 Estado de esfuerzos y criterio de falla

Diferentes autores (Budhu, 1988; Budhu y Brito, 1987; Wroth, 1984), han realizado algunos importantes análisis sobre los estados de esfuerzos en el corte simple. Tres son las aproximaciones más usadas para estimar el estado de falla en este ensayo. Los criterios aquí presentados, han sido asumidos con el objetivo de obtener algunos parámetros geomecánicos que permitan ser tenidos en cuenta a la hora de realizar algún diseño. Los supuestos, son los siguientes:

1. Los planos horizontales son planos de máximo esfuerzo oblicuo, Figura 5-22 (a). Lo que hace que el ángulo de fricción movilizado se determine de acuerdo con la Ecuación 5-3.

Ecuación 5-3

$$\tan \phi = \frac{\tau_{yx}}{\sigma_y}$$

2. Los planos horizontales son planos de máximo esfuerzo de corte, Figura 5-22 (b). El ángulo de fricción movilizado de suelo se determina de acuerdo con la Ecuación 5-4.

Ecuación 5-4

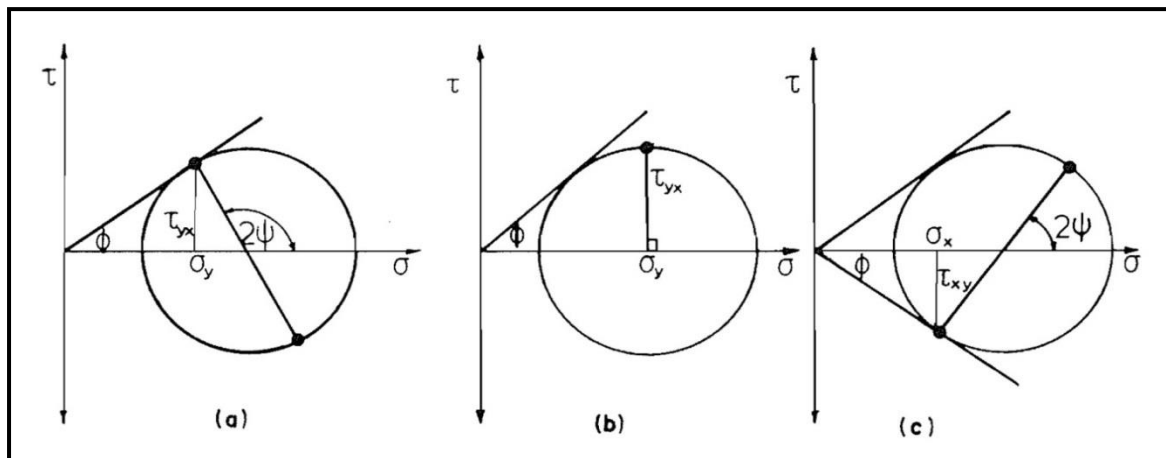
$$\sin \phi = \frac{\tau_{yx}}{\sigma_y}$$

3. El plano vertical es un plano de máximo esfuerzo oblicuo, Figura 5-22 (c). Contrario a las dos suposiciones anteriores, de Josseling de Jong (1971) relaciona el máximo esfuerzo oblicuo no con los planos horizontales sino con los planos verticales. De acuerdo con el autor, dado el caso de que las condiciones de frontera son tales que ambos modos de falla tienen las mismas posibilidades de ocurrencia, la muestra elegirá el que tenga la menor resistencia, es decir, el último modo. El ángulo de fricción movilizado del suelo se determina mediante la Ecuación 5-5.

Ecuación 5-5

$$\frac{\sin \phi * \cos \phi}{1 + \sin^2 \phi} = \frac{\tau_{yx}}{\sigma_y}$$

Figura 5-22. Círculos de Mohr para varios modos de falla asumidos (Tomado de Budhu, 1988)



Para la evaluación de estos criterios se tomaron como valores de referencia el  $\tau = 71.9$  kPa obtenido mediante el ensayo de corte simple para  $\sigma_n = 90.5$  kPa y  $S = 95\%$ . Lo que se busca es determinar cuál de estos criterios asume la condición más desfavorable, es decir con cuál de estos criterios se obtienen los valores más bajos en la falla, y a partir de esta realizar algunos análisis del comportamiento del material. Inicialmente se asume que;

$$\tau_{xy} = 71.9 \text{ kPa}$$

$$\sigma_y = 90.5 \text{ kPa}$$

- La evaluación del primer criterio sería como sigue;

Estimación del ángulo de fricción:

Ecuación 5-6

$$\tan(\theta) = \frac{\tau_{xy}}{\sigma_y}$$

$$\tan(\theta) = \frac{71.9}{90.5}$$

$$\theta = 38.466^\circ$$

Estimación de los esfuerzos principales:

Radio del círculo de Mohr (R):

Ecuación 5-7

$$R = \sqrt{(\tau_{xy})^2 + (\tau_{xy} * \tan \theta)^2}$$

$$R = \sqrt{(71.9)^2 + (71.9 * \tan 38.466)^2}$$

$$R = 91.829$$

Entonces el constante último y los esfuerzos principales serían:

$$\tau_u = 91.83 \text{ kPa}$$

$$\sigma_1 = 239.45 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3 = 55.79 \text{ kPa}$$

- La evaluación del segundo criterio sería un poco más sencilla, ya que:

$$\tau_{xy} = \tau_u = 71.9 \text{ kPa}$$

y

$$\sigma_1 = 162.4 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3 = 18.06 \text{ kPa}$$

- Por último, para realizar la evaluación del tercer criterio se requiere de la estimación del esfuerzo horizontal ( $\sigma_x$ ) por lo que es necesario calcular el  $K_0$ .

El ángulo de fricción movilizado del material se calcula teniendo en cuenta la Ecuación 5-5:

$$\frac{\sin \phi * \cos \phi}{1 + \sin^2 \phi} = \frac{\tau_{yx}}{\sigma_y}$$

$$\frac{\sin \phi * \cos \phi}{1 + \sin^2 \phi} = \frac{71.9}{90.5}$$

$$\phi \approx 29^\circ$$

Para realizar la estimación del  $K_0$ , debemos tener en cuenta el índice de plasticidad (IP=32%) y el esfuerzo de preconsolidación ( $P_0'=1300\text{kPa}$ ) de la muestra y la ecu propuesta por Alpan (1967).

Ecuación 5-8

$$K_{0,OCR} = (1 - \sin \phi) * OCR^n$$

Realizando los reemplazos, tenemos que;

$$K_{0,OCR} = (1 - \sin(29^\circ)) * \left(\frac{1300}{90.5}\right)^{0.42} = 1.57$$

Entonces, el esfuerzo horizontal ( $\sigma_h$ ) sería;

$$\sigma_h = K_0 * \sigma_v$$

$$\sigma_h = 1.57 * 90.5\text{kPa} = 142.0\text{kPa}$$

Teniendo en cuenta lo anterior, ahora obtenemos los esfuerzos principales como sigue:

Radio del círculo de Mohr (R):

$$R = \sqrt{(\tau_{xy})^2 + (\tau_{xy} * \tan \phi)^2}$$

$$R = \sqrt{(71.9)^2 + (71.9 * \tan(29))} = 82.2\text{kPa}$$

Por lo que los esfuerzos principales mayor ( $\sigma_1$ ) y menor ( $\sigma_3$ ) serían:

$$\sigma_1 = \sigma_h + R$$

$$\sigma_1 = 142.0\text{kPa} + 82.2\text{kPa} = 224.2\text{kPa}$$

y

$$\sigma_3 = \sigma_h - R$$

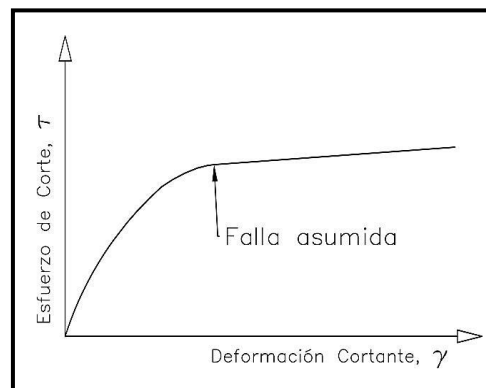
$$\sigma_3 = 142.0\text{kPa} - 82.2\text{kPa} = 59.8\text{kPa}$$

La anterior evaluación de los modos de falla propuestos para el ensayo de corte simple, demuestra que al asumir los planos horizontales como los de máximo esfuerzo de corte se obtiene la condición de falla más crítica. Por lo tanto, para este trabajo se tendrá en

cuenta que el material alcanza la de falla de acuerdo con las consideraciones realizadas en la parte (b) de la Figura 5-22.

Por otra parte, como criterio de falla se tomó la propuesta realizada por Fredlund y Vanapalli (2002), mediante la cual se asume que el material falla al alcanzar un nivel de deformación arbitrario representativo de esa condición, ver Figura 5-23. Este criterio de falla por deformación límite, se emplea cuando los materiales requieren grandes deformaciones para alcanzar el máximo esfuerzo de corte.

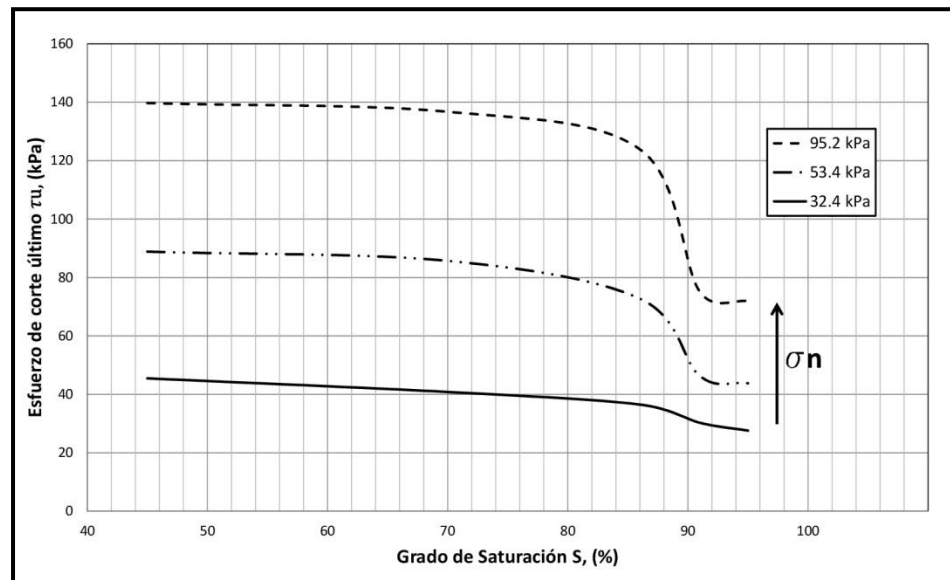
Figura 5-23. Criterio de falla por deformación (Tomado de Fredlund y Vanapalli, 2002)



Se tomó el 15% de la deformación angular como el límite para que el material llegue a la falla. Este valor fue seleccionado, ya que cuando la mayoría de las muestras alcanzan este nivel de deformación las curvas de  $\tau$  vs  $\gamma$  tienen un cambio en la pendiente a partir del cual su valor tiende a ser el constante.

Una vez establecido el criterio de falla, se realizó un análisis adicional el cual permite ver un poco mejor la influencia del grado de saturación y del esfuerzo normal sobre la resistencia al esfuerzo cortante del material. En la Figura 5-24, se observa que para bajos grados de saturación el esfuerzo cortante exhibe una suave pendiente, pero al llegar al 85% de saturación de la muestra se presenta una marcada caída en la resistencia al corte y una tendencia a converger. También se observa una tendencia de la resistencia a converger tanto para altos como para bajos grados de saturación. Al comparar la resistencia al corte para grados de saturación del 45% y del 95%, se aprecia una pérdida cercana a la mitad de la resistencia.

Figura 5-24. Esfuerzo cortante en función del grado de saturación y del esfuerzo normal.



### 5.2.6 Estimación de los parámetros geomecánicos

A partir de los valores de esfuerzo de corte último y de los esfuerzos normales aplicados, obtenidos mediante el uso del anterior criterio de falla para todos los ensayos de corte simple realizados, se obtuvo la Figura 5-25. Se empleó el modelo de Mohr – Coulomb para representar el conjunto de datos obtenidos. A los datos con el mismo grado de saturación se les efectuó una regresión de tipo lineal, con la cual se obtuvieron los parámetros mecánicos presentados en la Tabla 5-6. Teniendo en cuenta tanto la figura como la tabla citadas anteriormente, se aprecia que el ángulo de fricción presenta un incremento significativo para los niveles de succión matricial más altos ( $(u_a - u_w) > 2000 \text{ kPa}$ ). Sin embargo, para los niveles de succión de 7700 y 8500 kPa la magnitud del ángulo de fricción parece estabilizarse. De otro lado, la cohesión no muestra una tendencia y presenta valores muy bajos. Las regresiones lineales para los grados de saturación del 91% y 95% tienen un valor de chi-cuadrado cercano a la unidad y su desviación estándar es de alrededor de 0.4, por lo que las ecuaciones de resistencia del material se ajustan bastante bien a los datos. Mientras que para niveles de succión de entre 86% y 45%, los valores de chi-cuadrado también se acercan a la unidad pero la desviación estándar varía entre 1 y 4, por lo que las ecuaciones de resistencia del material para los rangos de saturación analizados no realizan un pronóstico acertado del comportamiento del material. Esto quiere decir que, para los niveles de succión matricial superiores a 200

kPa la succión genera comportamientos no lineales en el plano  $\tau$  vs  $\sigma$ , entonces, para la estimación de los parámetros geomecánicos a partir de estos niveles de succión ya no aplican las correlaciones convencionales de la mecánica clásica. La regresión de tipo polinómica de segundo grado es la que mejor se ajustó a los datos para niveles de succión altos.

Por otra parte, los valores de cohesión también presentan una tendencia a aumentar con el incremento de la succión. Al igual que con el ángulo de fricción, los valores de cohesión nuevamente insinúan un punto de cambio abrupto en su magnitud pero, a diferencia del caso observado con el ángulo de fricción, la cohesión no presenta una tendencia o un comportamiento definido. Al disminuir el contenido de agua de 34% a 25% la magnitud de la cohesión va en aumento, posteriormente disminuye hasta llegar a cero cuando se alcanza el 22% de contenido de agua. De acuerdo con Fredlund, Morgenstern, y Widger (1978), Fredlund, Rahardjo, y Gan (1987) y Escario y Sáez (1986) el aumento de la resistencia al esfuerzo cortante es debido al incremento en la cohesión, a pesar de que la metodología aquí empleada le atribuye parte de este incremento de la resistencia al corte a un aumento en el ángulo de fricción.

Figura 5-25. Variación de la cohesión y la fricción con la variación de  $\sigma_n$  y la succión.

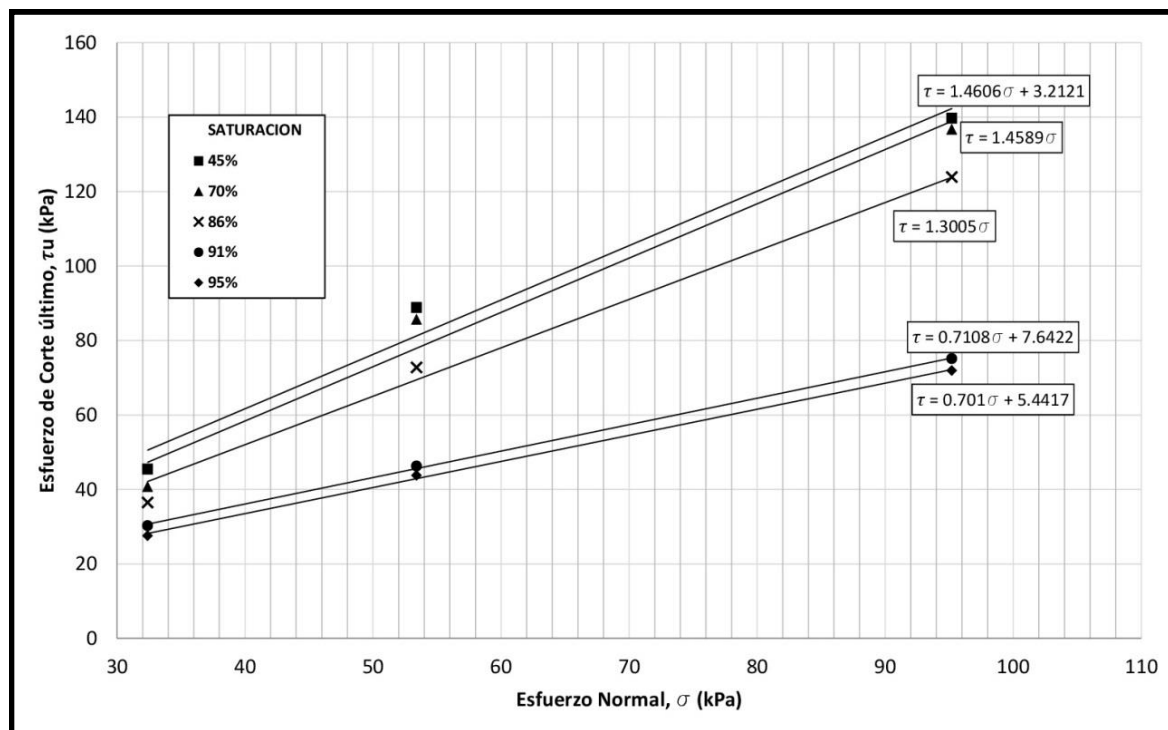




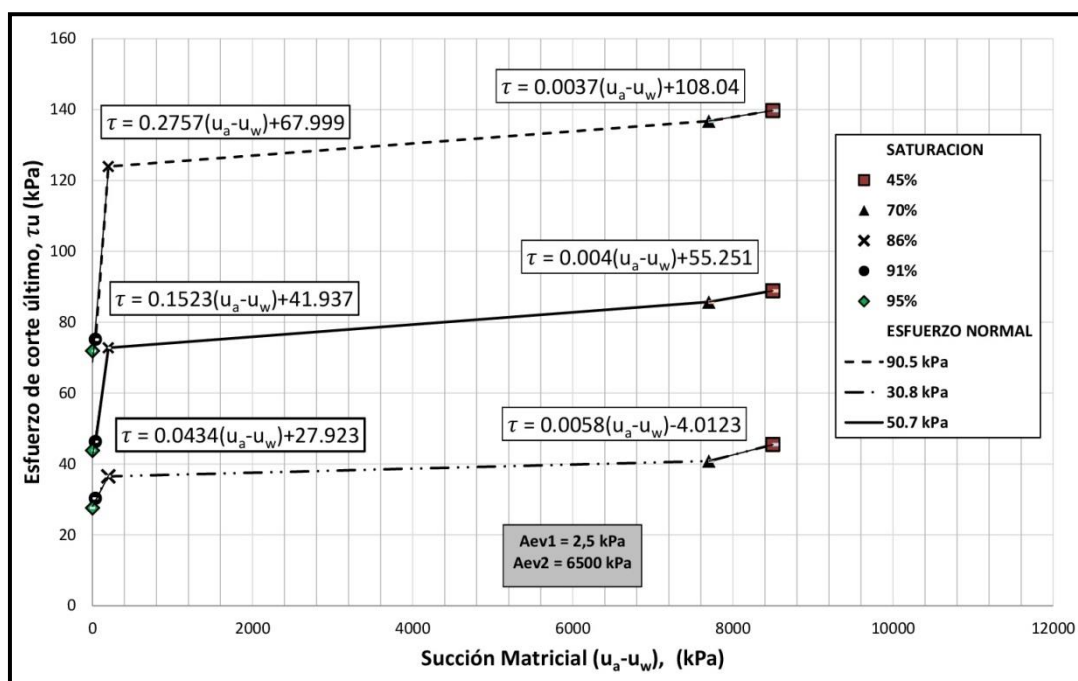
Tabla 5-6. Variación de los parámetros mecánicos en función de la succión.

Succión, ( $u_a - u_w$ ) (kPa)	Contenido de Agua, $\omega$ (%)	Saturación, S (%)	Ángulo de Fricción, $\phi$ (°)	Cohesión, C (kPa)
8500	12	45	55.6	3.2
7700	19	70	56.0	0.0
200	22	86	53.9	0.0
40	25	91	35.4	7.6
2.5	34	95	35.0	5.4

Los ángulos de fricción presentados en la Tabla 5-6, para grados de saturación inferiores al 86% presentan valores excesivamente elevados para el material de tamaño fino analizado en este trabajo, incluso dichos valores aún son elevados para material tipo roca. Los anteriores excesos, se presenta como consecuencia de la aplicación de un modelo a unos datos que no se ajustan a dicho modelo. Pero también, son debidos a que sobre muestras idénticas en cuanto a propiedades físicas y tensionales (es decir, con el mismo peso unitario, historial de esfuerzos y grado de saturación o succión) se aplicaron tres esfuerzos normales diferentes que podrían haber originado tres la relación de vacíos diferentes con lo cual se obtendrían diferentes nivel de succión y estados tensionales antes de iniciar la etapa de corte.

La ecuación para suelos parcialmente saturados propuesta por Fredlund, Morgenstern y Widger (1978), sugiere la evaluación del ángulo de fricción ( $\phi^b$ ) con respecto a los cambios en la succión mientras que el esfuerzo normal se mantiene constante. En la Figura 5-26, se presenta la variación de la resistencia al corte debido a los cambios en la succión a partir de los cuales es posible evaluación de  $\phi^b$ , mientras que en la Tabla 5-7, se presentas los valores de  $\phi^b$  obtenidos mediante regresión lineal.

Figura 5-26. Variación del esfuerzo de corte con el cambio en la succión.

Tabla 5-7. Variación de  $\phi^b$  para altas y bajas succiones.

Esfuerzo Normal, $\sigma_n$ (kPa)	Ángulo de Fricción, $\phi^b$ (°)	
	*Alta succión	**Baja succión
95.2	0.2	15.4
53.4	0.2	8.7
32.4	0.3	2.5

\*  $(u_a - u_w) > 1000$  kPa  
 \*\*  $(u_a - u_w) < 1000$  kPa

Los resultados presentados para  $\phi^b$  en la Tabla 5-7, indican que existe una relación indirecta entre este parámetro y la succión ya que al aumentar la succión el valor de  $\phi^b$  disminuye. Para bajos valores de succión (menores de 200 kPa) el valor de  $\phi^b$  presenta una marcada tendencia a aumentar con en el rango de bajas succiones pero al llegar a altas succiones (por encima de 7000 kPa) la influencia de este parámetro tiende a desaparecer. Este comportamiento no lineal del parámetro  $\phi^b$  fue advertido por diferentes autores (Escario y Sáez, 1986; Fredlund et al., 1987, 1995; Fredlund y Vanapalli, 2002;

Hoek, Marinos, y Benissi, 1998), quienes concluyeron que el valor de  $\phi^b$  es el mismo valor de  $\phi'$  para bajos valores de succión y su influencia en la resistencia del material tiende a disminuir con el incremento de la succión.

La evidencia experimental obtenida en este trabajo y expuesta en este capítulo, indica que el comportamiento de la resistencia al corte del suelo estudiado estaría representado por dos ecuaciones para describir el comportamiento del material para, una para cada rango de succión, cuya forma sería como sigue.

Para  $(u_a - u_w) < 1000$  kPa,

Ecuación 5-9

$$\tau_{ff} = 6.5 + (\sigma_f - u_a)_f \tan(35.2) + (u_a - u_w)_f \tan(8.87)$$

Y para  $(u_a - u_w) > 1000$  kPa,

Ecuación 5-10

$$\tau_{ff} = 3.2 + (\sigma_f - u_a)_f \tan(55.8) + (u_a - u_w)_f \tan(0.23)$$

### 5.2.7 Estado Critico

Aplicando el anterior procedimiento, para cada ensayo realizado se determinaron los esfuerzos principales mayor y menor ( $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ ) y a partir de estos se calcularon los invariantes de esfuerzo normal ( $p$ ) y desviador ( $q$ ) para cada nivel de succión ( $s$ ). En la Figura 5-27 se presentan las trayectorias de esfuerzos y la superficie de cedencia en los planos  $p - q$  y  $p - s$ , para las diferentes condiciones de ensayo realizadas. Las curvas de cedencia después del colapso LC, del inglés Loading – Collapse, se trazan de manera esquemática.

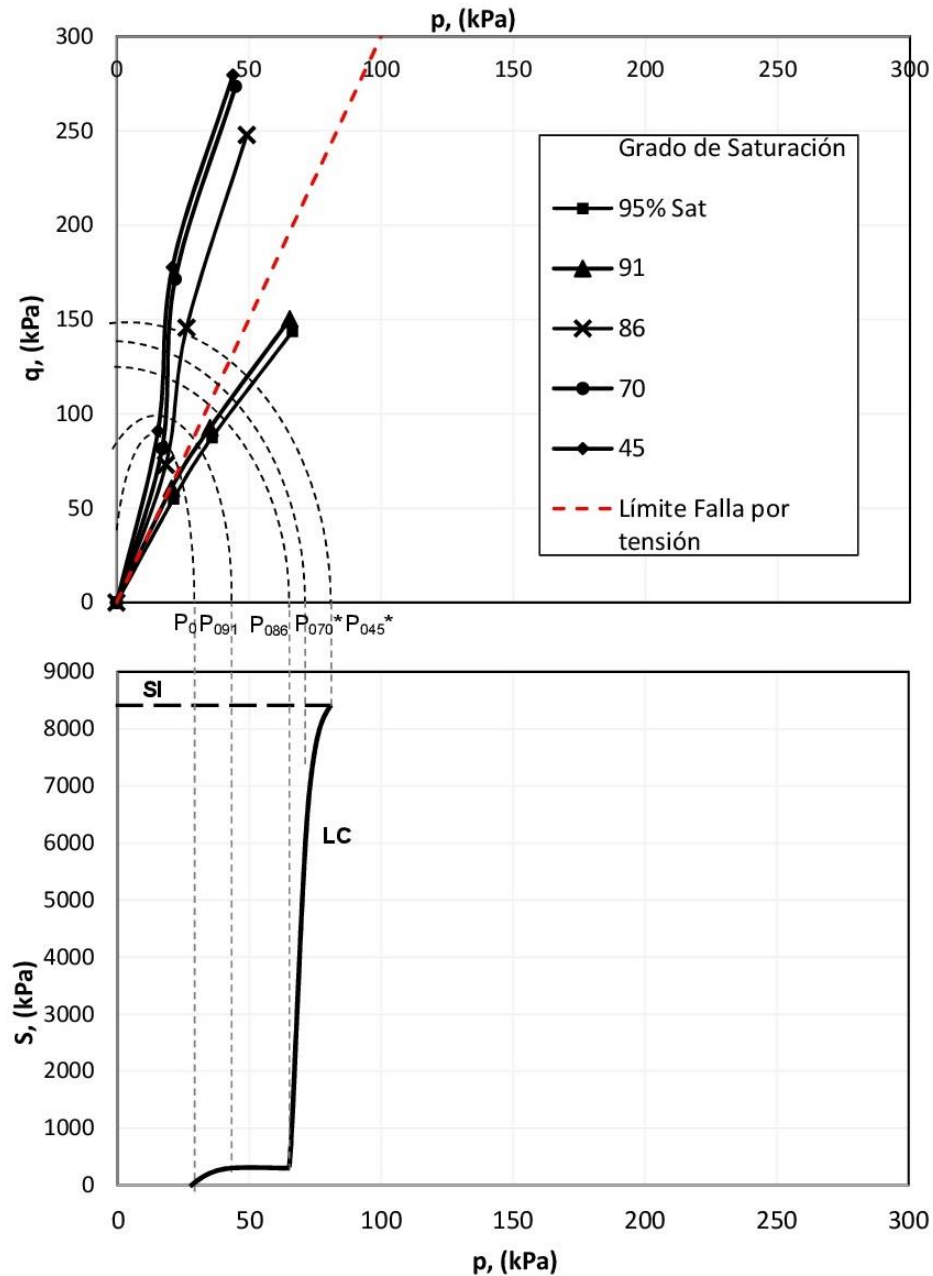
Los cambios en la pendiente presentados en el plano  $p-q$ , indican la forma de la superficie de cedencia para cada condición de saturación analizada. En el plano  $p-q$  se puede observar el efecto que tiene la succión sobre los incrementos de la resistencia del material. Para bajos niveles de succión se presenta un comportamiento similar pero con alguna diferencia en la resistencia del material, mientras que a medida que la succión se incrementa se presentan comportamientos no lineales.

El comportamiento observado en la Figura 5-27, puede ser analizado desde varios puntos de vista, los más relevantes son descritos a continuación:

El salto presentado por las líneas del estado crítico en el plano p-q indica la ganancia en la resistencia del material y este hecho se puede relacionar de manera directa con la presencia de dos tamaños de poros predominantes en la masa del suelo. Para rangos de succión bajos,  $(u_a - u_w) < 1000$  kPa, se presentan los radios de poros más grandes y de menor frecuencia, es decir los de menor cantidad, por lo que los incrementos en la resistencia son bajos. A partir de niveles de succión superiores a 1000 kPa, se presentan los diámetros de poros de mayor frecuencia y de menor diámetro. Estos pequeños poros del orden de  $0.02 \mu\text{m}$  de acuerdo con el modelo de capilaridad, en el que la altura capilar es inversamente proporcional al radio del poro, pueden desarrollar grandes valores de succión traducidas en incrementos en la resistencia.

Por otra parte los valores de entrada de aire, estimados mediante el modelo de interpretación de (Fredlund y Xing, 1994), anunciaron un comportamiento de este estilo. El primer valor de entrada de aire, 2.5 kPa, es característico de grandes poros por lo que no se esperaba obtener incrementos grandes en la resistencia para niveles de succión de este orden. El segundo valor de entrada de aire, 6500kPa, coincide con el comportamiento observado en el plano p-q, ya que justo en este punto se presenta el salto observado en dicho plano.

Figura 5-27. Trayectorias de esfuerzo en p-q y en p-s para cada grado de saturación analizado.



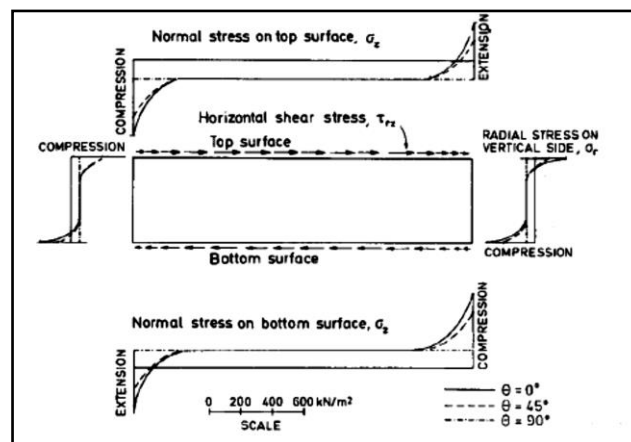
Los comportamientos volumétricos presentados por el material, producto tanto de la presencia de Illita como de las grandes succiones generadas por los poros del suelo, indican que cuando las variaciones volumétricas se estabilizan el material presenta el mayor incremento en su resistencia y mientras que se presenten variaciones volumétricas en el material, este presentará un comportamiento tensional lineal.

Teniendo en cuenta lo expuesto en la sección 3.7.2, el comportamiento esfuerzo – deformación de los materiales estudiados mediante ensayos aquí realizado corresponde al comportamiento en el intervalo de deformaciones grandes las cuales son superiores a  $10^{-3}$  (Ishihara, 1996b).

En la Figura 5-27 también se ha incluido la línea límite de falla por tensión, línea discontinua en color rojo. Teniendo en cuenta esta línea, se aprecia que para grados de saturación superiores al 90% en este material los estados de falla son por compresión y con pendiente muy similar, mientras que para valores inferiores de saturación el material falla por tracción y las curvas son más pronunciadas y con mayor pendiente mientras el nivel de succión sigue aumentando (o el grado de saturación disminuye).

Diversos autores (Airey y Wood, 1987; Budhu y Brito, 1987; Lucks et al., 1972; Shen et al., 1978; Vucetic y Lacasse, 1982) han advertido que en el ensayo de corte simple existe una distribución no uniforme de esfuerzos, lo cuales son el resultado de la concentración de esfuerzos en las fronteras de la muestra principalmente, ver Figura 5-28. Este efecto tendría gran importancia en el modo de falla del ensayo. Sin embargo también se estima que más del 70% de la muestra se encuentra bajo condiciones de esfuerzos uniformes.

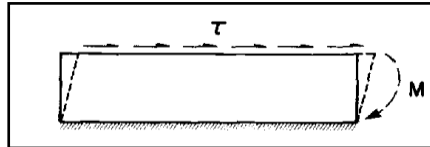
Figura 5-28. Condiciones de esfuerzos en el ensayo de corte simple (Tomado de Lucks et al., 1972)



Shen et al. (1978) también le atribuyen estas condiciones de no uniformidad a un momento generado sobre la muestra por efecto de la aplicación de la deformación de

corte, ver Figura 5-29. Esta situación genera que sobre el plano más débil se produzcan esfuerzos de tracción.

Figura 5-29. Momento generado por efecto de la aplicación de deformación de corte (Tomado de Shen et al., 1978)



Experimentalmente se encontró que; las muestras sometidas a grados de saturación inferiores a 90%, presentaron una superficie de rotura de aspecto áspero localizada en el plano vertical del espécimen, ver Figura 5-30. Este tipo de superficies es característico de una grieta de tracción, contrario a la superficie lisa y plana que se presenta durante las fallas por corte.

Figura 5-30. Grieta de tracción para  $S = 70\%$



La evidencia tanto de la literatura como experimental, confirman que las líneas de estado crítico presentadas en la Figura 5-27 son posibles y que los suelos bajo efecto de la succión también podrían soportar esfuerzos de tracción.

### 5.2.8 Estado de esfuerzos sobre un terraplén

Inicialmente se realizó una evaluación de la aptitud del material analizado en este trabajo a partir de la comparación con las exigencias del artículo 200 – 13 del INVIAS, ver Tabla

5-8, con lo cual se concluye que el material analizado no es apto para la construcción de terraplenes viales debido a su excesivo contenido de finos y elevado límite líquido.

Para el siguiente análisis se tendrá en cuenta la configuración del terraplén presentada en la Figura 5-31 y la condición más crítica presentada en la sección 5.2.6 correspondiente al 95% de saturación del terraplén. Las condiciones de los esfuerzos de los puntos localizados en el núcleo del terraplén, A1, B1 y C1, son representadas en la Figura 5-31.

En la Figura 5-32, se observa que el estado de esfuerzos inicial de los puntos A1, B1 y C1 se localiza cerca de la superficie de estado crítico, estando más cerca de dicha superficie la posición A1. Si sobre la calzada de la vía se genera una sobrecarga, es decir si en el plano  $q - p$  aumentamos únicamente  $\sigma_1$ , los puntos seguirán la trayectoria punteada hasta la posición A2, B2 y C2.

Tabla 5-8. Evaluación de la aptitud del material para terraplén

CARACTERÍSTICA	NORMA DE ENSAYO INV	SUELOS SELECCIONADOS	SUELOS ADECUADOS	SUELOS TOLERABLES	SUELO ANALIZADO	Cumple sí / No
Partes del terraplén a las que se aplican		Todas	Todas	Cimiento y Núcleo		
Tamaño máximo, mm	E-123	75	100	150	0.5	Sí
Porcentaje que pasa el tamiz de 2mm (No. 10) en masa, máximo.	E-123	80	80	-	100	NO
Porcentaje que pasa el tamiz de 75 $\mu$ m (No. 200) en masa, máximo.	E-123	25	35	35	95	No
Contenido de materia orgánica, máximo (%)	E-121	0	1.0	1.0	N/A	-
Límite líquido, máximo (%)	E-125	30	40	40	58	No
Índice de plasticidad, máximo (%)	E-126	10	15	-	32	No
CBR de laboratorio, mínimo (%)	E-148	10	5	3	N/A	-
Expansión en prueba CBR, máximo (%)	E-148	0.0	2.0	2.0	N/A	-



CARACTERÍSTICA	NORMA DE ENSAYO INV	SUELOS SELECCIONADOS	SUELOS ADECUADOS	SUELOS TOLERABLES	SUELO ANALIZADO	Cumple sí / No
Índice de colapso, máximo (%)	E-157	2.0	2.0	2.0	N/A	-
Contenido de sales Solubles, máximo (%)	E-L58	0.2	0.2	-	0	Sí

*\* N/A: No aplica, es una característica del material que no fueron evaluadas en este trabajo por no estar en el alcance del mismo.*

Figura 5-31. Geometría de un terraplén.

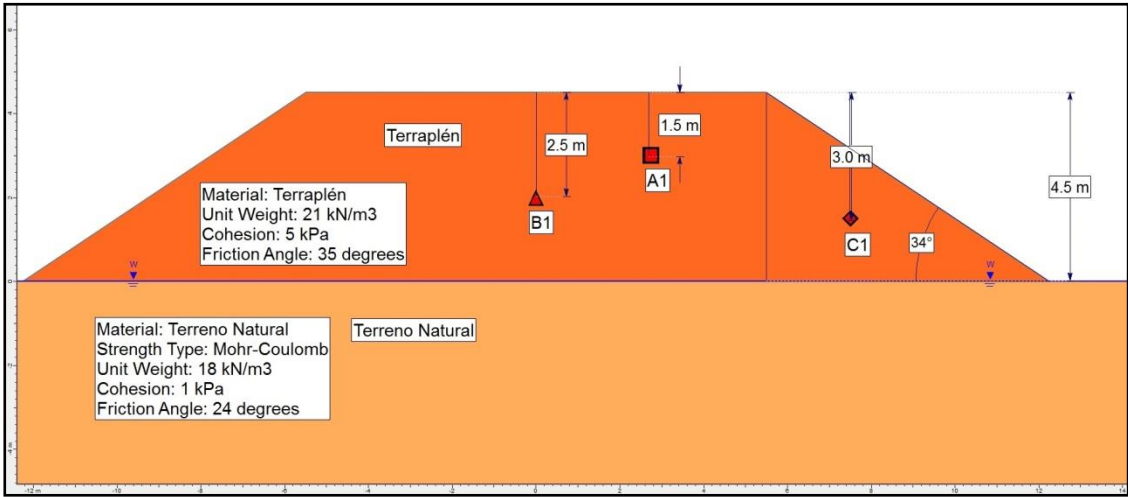
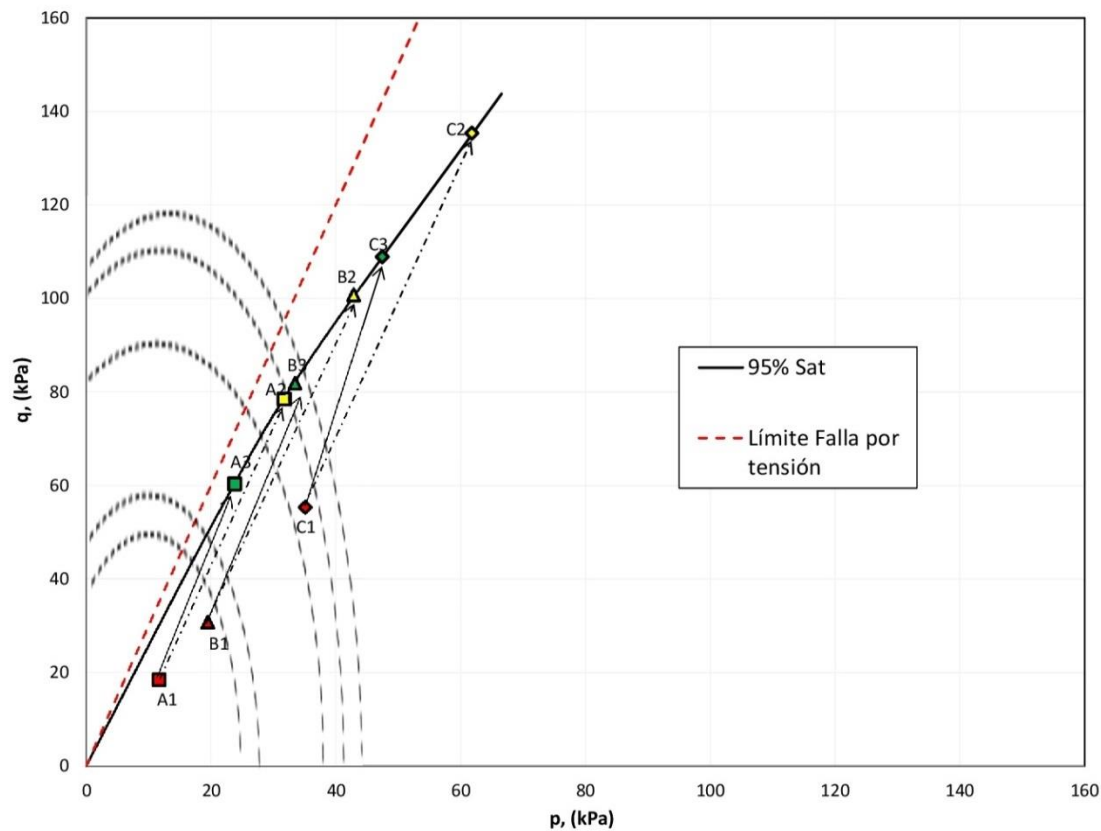


Figura 5-32. Condición de esfuerzos sobre el terraplén

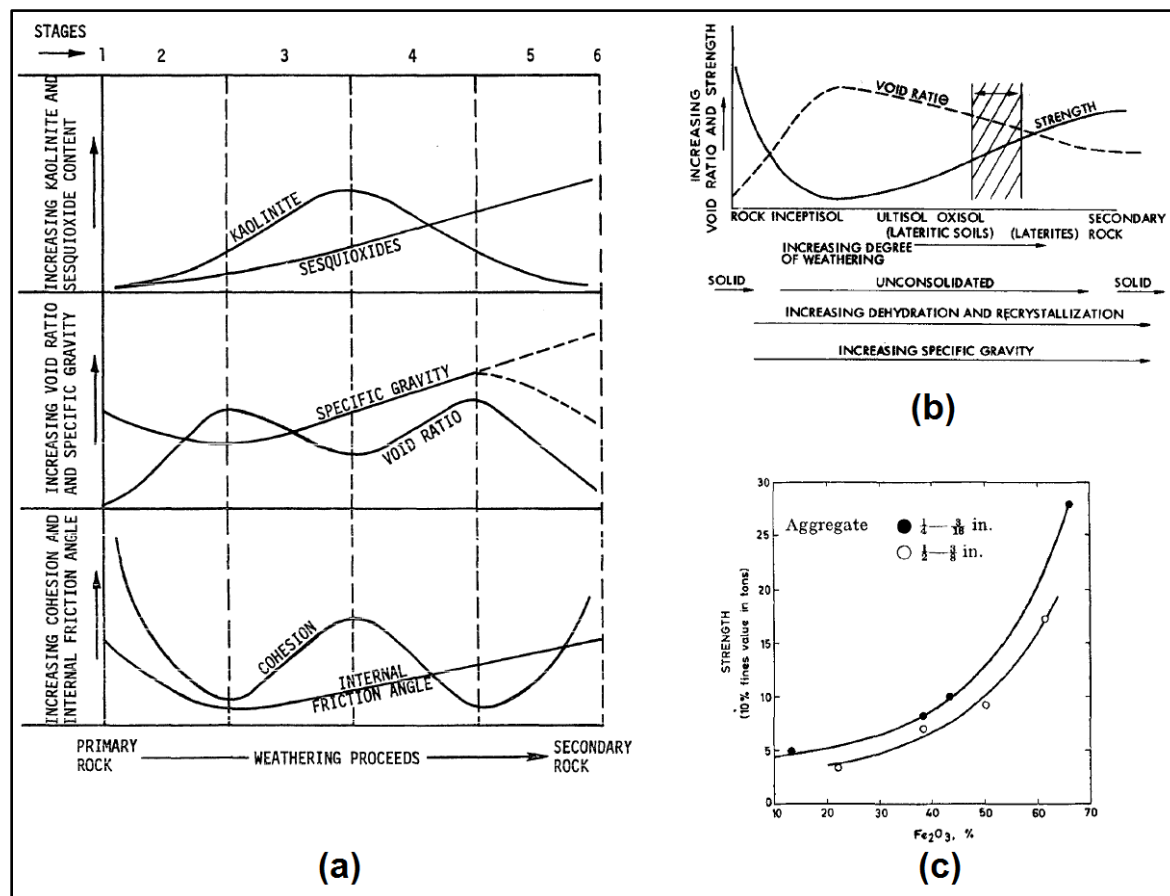


Por otra parte, si la presión de confinamiento del terraplén se ve reducida, es decir si disminuye  $\sigma_3$ , entonces los puntos se moverán a la posición C3 siguiendo la trayectoria en línea continua y las cargas que podría soportar el terraplén ( $\sigma_1$ ) se reducen de manera proporcional al desconfinamiento del mismo. La acción combinada de las sobrecargas y la pérdida de confinamiento en el terraplén generan un rápido deterioro su estructura, dado que el material sometido a un elevado grado de saturación no presenta un comportamiento adecuado de su estructura. Una solución para evitar el rápido deterioro del terraplén es mantenerlo en un estado de saturación parcial. Esto significa que debemos movernos en el sentido normal al plano  $q - p$ , donde las superficies de cedencia estarían más alejadas de las condiciones iniciales y por lo tanto se requiere un mayor aumento en los esfuerzos principales ( $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ ) para alcanzar la superficie del estado crítico.

A pesar de que el material analizado no es apto para la construcción de terraplenes, dado su elevado contenido de finos y baja capacidad de soporte, al implementar medidas de drenaje e impermeabilización del cuerpo del terraplén, este podría alcanzar capacidades de soporte aceptables para su utilización en este tipo de estructuras.

Por otra parte, está bien establecido que el incremento en la meteorización del material (laterización) genera incrementos en la resistencia del mismo (Aleva, 1994; Gidigas, 1976; Millard, 1962; Pearson, 1970), por lo que una solución viable es acelerar el proceso de laterización del material. Diversos autores han anunciado que al incrementar el tiempo de exposición de material a los efectos de la meteorización, se producen aumentos en propiedades tales como la gravedad específica, la cohesión y el ángulo de fricción interno, ver Figura 5-33. Una manera de acelerar el proceso de meteorización, consiste en disponer grandes volúmenes de este material en una zona bien drenada y propensa a inundarse durante los periodos de lluvia, pero que adicionalmente permita la exposición del material a la insolación. Con esto se busca que al saturarse el material, se inicie la descomposición físico – química de los elementos constituyentes ( $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{CaO}$ ,  $\text{MgO}$ ,  $\text{K}_2\text{O}$ ,  $\text{Na}_2\text{O}$ , etc.), para que posteriormente el agua drenada se lleve los elementos más solubles facilitando que se acumulen, mediante lixiviación, los óxidos e hidróxidos de sesquióxidos (principalmente  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  y  $\text{TiO}_2$ ). Finalmente, por medio de la insolación o desecación se presentará la aglomeración y endurecimiento de los sesquióxidos acumulados con los minerales secundarios residuales, con lo cual se presentarán los esperados incrementos en la resistencia del material.

Figura 5-33. Efecto de la meteorización sobre las propiedades ingenieriles de los suelos lateríticos. (a) – Tuncer (1976); (b) – Lohnes y Demirel (1973); (c) – Millard (1962).



### 5.3 OBSERVACIONES FINALES

- La curva de retención del material analizado es bimodal, esto significa que presenta dos sectores en donde cambia fuertemente la pendiente de la curva, semejando dos valores de entrada de aire.
- La trayectoria bimodal de la curva de retención está asociado principalmente a dos tamaños de poros predominantes en la masa de suelo, pero también, a la microestructura y macroestructura de las agregaciones de partículas y poros internos.
- La curva de retención suelo – agua del material analizado también presentó histéresis, esto significa que para un mismo valor de succión se presentan

contenidos de agua no muy diferentes en los procesos de humedecimiento y secado.

- La histéresis de la curva de retención del material es debida principalmente a la forma y tamaño de los poros del suelo, a poros aislados por efecto del aire atrapado en ellos, a poros sellados en los que el agua atrapada no ha podido salir a pesar de que se ha alcanzado la energía necesaria, a la expansión y contracción del material, al ángulo de contacto entre una interfase de avance de agua y una interfase de retroceso.
- Experimentalmente se encontró que parte de la histéresis presentada por el material también se debe a las grietas (o microfisuras) generadas por las variaciones abruptas en el contenido de agua del material, es decir, por cambios fuertes en el nivel de succión.
- Con la ayuda del modelo de interpretación de la curva de retención propuesto por Fredlund y Xing (1994), se determinó que los valores de entrada de aire para los macroporos corresponde a 2.5 kPa y para los microporos es de 6500kPa.
- A partir de la función de distribución del tamaño de poros, se estimó que el radio de los poros del material oscila entre  $0.01\mu\text{m}$  y  $32\mu\text{m}$ .
- La función de densidad de tamaño de poros reportó dos picos máximos los cuales representan los radios de poros de mayor concentración en el material. Se encontró que los radios de poros de mayor concentración y por lo tanto los de mayor influencia en el comportamiento del material, son de  $0.02\mu\text{m}$  y  $1\mu\text{m}$ .
- El suelo analizado presenta una microestructura característica de los suelos residuales, la cual en gran parte se debe a la aglomeración de las partículas de tamaño limo y arcilla con los óxidos e hidróxidos de aluminio y de hierro.
- La microestructura es retirada mediante el remoldeo del material, pero esta se recupera parcialmente mediante el proceso de compactación del mismo.
- Para el rango de succiones analizado mediante ensayos de corte simple, entre 4 kPa y 8000 kPa, el material experimentó una reducción en su volumen cercana al 10% debida al cambio en la succión.
- La influencia del esfuerzo normal sobre la resistencia al corte del material se ve reducida al incrementarse el nivel de succión, es decir, la ganancia en la rigidez del material por efecto de la succión es tan alta que le resta importancia a los incrementos en el esfuerzo normal.

- La curva de degradación del módulo de corte  $G$ , tiende a converger para deformaciones angulares ( $\gamma$ ) superiores al 15% a pesar de los incrementos en el esfuerzo normal ( $\sigma_n$ ).
- La ganancia en la resistencia al corte del material por efecto del incremento en el nivel de succión generalmente le es atribuida al incremento en la cohesión, pero los resultados experimentales le atribuyen este aumento al ángulo de fricción del material.
- Los elevados valores del ángulo de fricción contrastados por la baja cohesión del material, para grados de saturación inferiores al 86%, son debidos primero a que el modelo de Mohr-Coulomb no es el adecuado para realizar la interpretación de dichos datos y segundo a que los distintos esfuerzos normales sobre muestras idénticas, podrían generar diferentes niveles de succión.
- Las trayectorias seguidas por el material en el plano p-q, demuestran que existe una estrecha relación entre la resistencia del material y la curva de retención ya que ambos pueden ser correlacionados a través del tamaño de poros del suelo.
- La disposición a campo abierto del material lateríticos en zonas bien drenadas, favorece la acumulación de los óxidos e hidróxidos de hierro y aluminio los cuales incrementan la resistencia del material al ser expuestos a los efectos de la insolación.

## **6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

El trabajo experimental desarrollado evaluó la influencia de la succión en la deformación cortante de un suelo arcilloso, obtenido de un perfil típico laterítico, de los llanos orientales colombianos. Para desarrollar este trabajo se elaboró y efectuó un diseño experimental que consideró el comportamiento mecánico de los suelos parcialmente saturados. Esta investigación incluyó la caracterización geotécnica básica del material, la obtención de la curva de retención y la ejecución de ensayos de corte simple sobre muestras de suelo compactadas y estabilizadas para diferentes grados de saturación.

En este capítulo se presentan las conclusiones de la investigación, las cuales son divididas en las siguientes secciones: caracterización del material, procedimiento experimental y resultados obtenidos. Finalmente, se realizan algunas recomendaciones pertinentes para realizar futuras investigaciones.

### **6.1 CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL**

El material para la realización del presente trabajo fue obtenido de los llanos orientales (región de la Orinoquía) en el departamento del Vichada. Los aspectos importantes encontrados durante el desarrollo de esta etapa de la investigación se presentan a continuación:

- Los resultados de los ensayos de difracción de rayos X – XRD y fluorescencia de rayos X – XRF muestran que el proceso de laterización, en el perfil analizado, se desarrolla con mayor intensidad en el estrato superior que en el estrato inferior. La anterior afirmación se sustenta en el hecho de que en el estrato superior se presenta mayor acumulación de minerales como el hidróxido de aluminio y el óxido e hidróxido de hierro, los cuales son los minerales típicos productos de la laterización. Como resultado de este fenómeno, el estrato superior presenta un

mayor valor de gravedad específica, es decir, una mayor densidad. Lo anterior conllevaría a que el estrato superior sea más competente en términos de resistencia mecánica que el estrato inferior. En consecuencia se concluye que, entre mayor sea el grado de meteorización del suelo, los parámetros de resistencia del material mejoran.

- Otra consecuencia del proceso de laterización es el aumento de la cantidad de partículas gruesas, es decir que, los suelos con mayor grado de laterización (o meteorización) presentan mayor cantidad de partículas gruesas. A medida que la laterización avanza, se presentan agregaciones o núcleos entre los minerales de arcilla y los óxidos e hidróxidos de hierro y aluminio que con el tiempo incrementan su diámetro debido a que estos últimos actúan como cementante. Para el perfil laterítico analizado, este hecho se evidencia en el aumento de los resultados del ensayo de equivalente de arena, en los cuales reportan una mayor cantidad de equivalente de arena en el horizonte superior.
- Los resultados de los límites de consistencia, muestran que los límites líquido y plástico presentan menor valor para el estrato superior pero un leve incremento en el índice de plasticidad. Esto se puede atribuir a la disminución de los minerales arcillosos y a la precipitación de los sesquióxidos de hierro y de aluminio en dicho estrato. El  $IP < 50\%$  para ambos estratos, indica que los minerales de arcilla, presentan una relativa estabilidad a las variaciones en el contenido de agua del suelo, o a la interacción agua – suelo, por lo que no presentan expansiones elevadas.

En general para el perfil de suelo analizado, el mineral primario es el cuarzo y los minerales secundarios son principalmente gibbsita, caolinita, illita, diásporo, anatasa y ferrihidrita. El contenido relativo de los elementos sodio, potasio, calcio y magnesio disminuye a medida que aumenta el grado de laterización (o meteorización), lo que contrasta con el aumento de los elementos aluminio y hierro. La reducción de los elementos minerales se debe a que el agua infiltrada aumenta su capacidad de meteorización con el cambio del pH e hidroliza los silicatos y mientras los elementos  $CaO$ ,  $MgO$ ,  $K_2O$ ,  $Na_2O$ , etc., son arrastrados por el agua drenada, los iones  $Al_2O_3$ ,  $Fe_2O_3$  y  $TiO_2$  son lixiviados y acumulados



progresivamente en cada ciclo de humedecimiento y secado. Estas tendencias identificadas en el perfil de suelo analizado mediante los resultados de los ensayos de mineralogía, coinciden con las descripciones realizadas en la literatura y constituyen una herramienta para poner en contexto los resultados de los ensayos mecánicos realizados.

### *Recomendaciones*

- Al involucrarse los suelos lateríticos de baja resistencia mecánica en proyectos de construcción de infraestructura, se recomienda incluir en la rutina de ensayos de caracterización del material los ensayos mineralógicos. Esto con el objetivo de identificar la proporción de los minerales que conforman el suelo y así facilitar la búsqueda de un producto químico que aumente la resistencia del material o identificar los niveles de pH en el agua que ayudarían a eliminar los minerales secundarios de una manera más rápida, mejorando así las propiedades mecánicas de suelo.
- Teniendo en cuenta que los óxidos e hidróxidos de aluminio y de hierro constituyen los minerales dominantes en el comportamiento mecánico del material analizado, debido a su elevado contenido y a que actúan como cementantes, se recomienda estudiar el fenómeno de rotura de estos materiales pero en horizontes con una mayor concentración a la presentada en el presente trabajo. Esto con el objeto de mejorar la comprensión de los fenómenos que controlan el comportamiento de la microestructura en este tipo de minerales, ya que con el aumento de la laterización o meteorización se incrementan las propiedades mecánicas principalmente por el efecto de la cementación que producen los lixiviados (óxidos e hidróxidos de aluminio y de hierro).

## **6.2 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL**

Para el desarrollo de esta investigación se elaboró un diseño experimental particular, el cual incluyó la compactación estática de muestras circulares para la obtención de la curva de retención y la realización de ensayos de corte simple. Durante el desarrollo de la misma se realizó la recuperación de un equipo de corte simple perteneciente al laboratorio de Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia. Las conclusiones más

importantes encontradas durante el desarrollo de la etapa experimental se presentan a continuación:

- La metodología empleada tradicionalmente para la determinación de las curvas de compactación, no es apropiada para la estimación de las densidades secas máximas y contenidos de agua óptimos de los materiales tropicales. La anterior afirmación se sustenta en el hecho de que los resultados iniciales de dicha curva, empleando material secado en horno a 100°C, presentaron valores de densidad seca máxima y contenido de agua óptimo muy diferentes ( $1.4 \text{ Mg/m}^3$  y  $W_{\text{op}} = 27\%$ ) en comparación a los obtenidos al secar el material mediante exposición a la temperatura ambiente ( $1.6 \text{ Mg/m}^3$  y  $W_{\text{op}} = 22\%$ ). Estas diferencias son debidas a que las aglomeraciones de partículas de tamaño limo y arcilla con los sesquióxidos de hierro y de aluminio (cementante), al ser expuestas a temperaturas superiores a las ambientales se adhieren firmemente y se comportan como una partícula altamente rígida de mayor tamaño, siendo capaces de resistir impactos mecánicos moderados y que luego no se desintegran al ser humedecidas (sin llegar a saturarlas), alterando así la densidad del material.
- El equipo de corte simple es capaz de ejercer esfuerzos normales y de corte del orden de 200 kPa. En él, se obtiene la curva esfuerzo cortante ( $\tau$ ) – deformación ( $\gamma$ ), mediante incrementos de carga en los platos normal y de corte, por lo tanto este equipo representa una condición de esfuerzo controlado. Esta situación representa el estado real al cual se encuentran sometidos los suelos en los procesos de carga en la naturaleza.
- El equipo de corte simple, emplea como sistema de confinamiento de la muestra una membrana de látex y una serie de anillos de acero recubiertos con teflón. Esta situación limita el ensayo al no poderse aplicar presiones internas en la muestra mayores a las presión atmosférica, dado que, si se incrementa la presión de saturación de la muestra por encima de la presión atmosférica la membrana se expande disipándose la presión de agua en la muestra. De superarse la presión atmosférica, se inducirían grandes errores (proporcionales al exceso de la presión atmosférica) en las lecturas de presión de poros durante el ensayo ya que se

percibirán magnitudes de presión inferiores a las que realmente estaría siendo sometida el agua de los poros de la muestra.

## 6.3 RESULTADOS OBTENIDOS

Se considera conveniente presentar las conclusiones obtenidas en función de la curva de retención suelo agua, el cambio de volumen y las deformaciones por corte (o deformación angular), teniendo en cuenta que se realizaron mediciones directas de cada una de ellas y que el comportamiento del material depende principalmente de estas variables.

### 6.3.1 Curva de retención suelo agua (SWRC)

- La curva de retención bimodal, obtenida mediante el potenciómetro de punto de rocío y la técnica del papel filtro, es una consecuencia de la existencia de dos tamaños de poros predominantes en el suelo, los cuales presentan radios de  $0.02\mu\text{m}$  y  $1\mu\text{m}$ , que generan niveles de succión diferentes y proporcionales a su densidad dentro de la masa de suelo. Este comportamiento permite establecer un rango de saturación o nivel de succión, en el que el suelo presenta una elevada resistencia mecánica por efecto del incremento en la cohesión aparente.
- El comportamiento bimodal también está asociado a la existencia de dos niveles estructurales. Una microestructura formada por la agregación de partículas de tamaño limo y arcilla, que se comportan como partículas individuales de mayor tamaño y una macroestructura constituida por la unión de las anteriores agregaciones de partículas. La disposición geométrica de las partículas en cada nivel estructural, le confieren al suelo comportamientos diferentes que dependen del nivel de esfuerzos y del rango de succión al que esté sometido.
- La illita y los demás minerales arcillosos con características expansivas y contráctiles, presentes en la masa de suelo, generan cambios en la geometría y tamaño de los poros. Debido a esto, la curva de retención presenta una histéresis por el hecho que los poros del suelo no se llenan en el mismo orden en el que se

vaciaron, presentándose así, un desplazamiento de dicha curva hacia mayores niveles de succión cuando se reduce el tamaño promedio de poros.

#### *Recomendaciones*

- Si bien es cierto que las curvas de retención obtenidas, tanto con el potenciómetro de punto de rocío (succión total) como mediante la técnica del papel filtro (succión matricial), respectivamente se encuentran una por encima de la otra, aún no está muy claro cuál es el aporte de la succión osmótica en la resistencia de los suelos lateríticos parcialmente saturados. A pesar de que esta pareciera existir, la diferencia entre una y otra es muy leve. Por lo tanto, se recomienda estudiar el aporte de la succión osmótica en la resistencia la corte de suelos con diferentes grados de laterización para así establecer su contribución en la resistencia al corte en cada uno de ellos.

### **6.3.2 Comportamiento volumétrico**

- Existe una relación directa entre el cambio del volumen del material y su incremento en el nivel de succión, esto se debe a que la masa de suelo presenta dos tamaños de poros predominantes pero el de mayor densidad,  $0.02\mu\text{m}$ , genera grandes presiones de succión que derivan en la contracción del material. Los fuertes cambios volumétricos del material se presentan cuando el nivel de succión empieza el vaciado de estos, los poros predominantes, y se estabilizan cuando la presión del aire ha desplazado la totalidad del agua de dichos poros.

#### *Recomendaciones*

- Los cambios volumétricos del material (expansión y contracción) son debidos a la contribución de diferentes variables. En el caso de los suelos lateríticos, estos cambios volumétricos en parte son producidos por los grandes esfuerzos de succión causados por la microestructura pero su orden de magnitud e influencia en la resistencia del material no están bien definidas.

### 6.3.3 Deformaciones por corte y microestructura

- Se demostró que la SWRC permite realizar un pronóstico acertado de la influencia de la succión en la resistencia al corte. Este hecho es más evidente al realizar la comparación entre los esfuerzos de corte obtenidos para los grados de saturación del 70% y el 45%, dado que su valor es prácticamente el mismo. Lo anterior, es coherente con la predicción del aporte de la succión en la resistencia de la presentada por la SWRC. En dicha curva, los niveles de succión para estos grados de saturación se encuentran en la zona de transición del segundo valor de entrada de aire en la cual la SWRC exhibe una fuerte pendiente, indicando que en esta zona, los grandes cambios en el contenido de agua no generan aportes importantes de la succión en la resistencia al corte.
- En el material analizado, la succión generada por la microestructura es similar a la resistencia del material en comparación con su estado saturado. Al realizar la comparación de la resistencia al corte del material en su estado saturado (71kPa) con la resistencia del material obtenida para un grado de saturación del 70% (137kPa), se observa que este valor es casi del doble. Esto se debe a que los poros predominantes en la masa de suelo, que son los microestructura (0.02 $\mu$ m), generan estos enormes esfuerzos de succión.
- Para valores de succión matricial superiores a 200kPa, el aporte de la succión en la resistencia al corte es inferior al 10% sin importar el esfuerzo de confinamiento. Teniendo en cuenta la SWRC y el rango de succiones analizado mediante ensayos de corte simple, esto es una consecuencia de la cercanía del valor citado de succión matricial con las succiones desarrolladas por los microporos los cuales generan el mayor aporte de la succión en el material. Los 200kPa de succión matricial son generados precisamente al alcanzarse el contenido de agua óptimo (22%), por lo que al garantizar este contenido de agua en el material compactado se estaría cerca de alcanzar el máximo provecho del material en términos de resistencia.
- Para el material analizado, al aplicar el 15% de deformación cortante se obtiene el máximo esfuerzo de corte sin importar el nivel de esfuerzo normal aplicado. Esto se debe a que el material se plastifica al recibir deformaciones de corte superiores al

valor citado. Este valor de deformación cortante, podría ser tomado en cuenta como criterio para la evaluación del límite de deformación permisible en estructuras de tierra construidas con este material

- Experimentalmente se demostró que las fallas por tracción del material, representadas mediante las líneas de estado crítico en el diagrama  $p - q$ , son posibles. Lo cual es debido a que durante la prueba de corte simple, se generan momentos y condiciones de no uniformidad sobre la muestra, sometiendo así algunos puntos de la misma a esfuerzos de tracción en el plano más débil. Lo anterior conllevaría a reevaluar, tanto los modos de falla asumidos para suelos ensayados en el equipo corte simple como la capacidad del suelo a resistir altos esfuerzos de tracción bajo condiciones de saturación parcial.
- La componente de resistencia por cohesión está asociada principalmente al efecto de la succión, pero también influye en ésta la cantidad y calidad de enlaces covalentes de los óxidos e hidróxidos de aluminio y de hierro. La cantidad y calidad de los enlaces son condiciones correlacionadas con los ciclos de humedecimiento y secado, el proceso de laterización y la microestructura del material.
- Se estima que la contribución de la succión en la resistencia al corte es más influyente en materiales como el analizado (de tipo arcillo – limoso), debido a que por sus condiciones mineralógicas y estructurales este se mantiene en un estado de saturación parcial. Lo anterior se explica puesto que a partir del 90% de saturación este empieza un proceso de drenado natural, es decir que, a pesar de que se le adicione más agua el material permite que el agua salga por acción de la gravedad. Este hecho hace que la evaluación de la succión sea un punto clave en la estimación del comportamiento mecánico del material y que deba tenerse en cuenta el presente estudio (de la mano con las medidas de protección y drenaje) en el diseño de terraplenes viales dado que la condición de saturación parcial es la más usual y probable, tal y como se demostró en el desarrollo de este trabajo.
- Las agregaciones de limo y arcilla, identificadas mediante el ensayo SEM, generan características de tipo granular en el material a pesar de no tener una proporción significativa de este tamaño (arena < 6%). Dichas características se evidencian en los

bajos valores de entrada de aire del suelo (2.5kPa), las grietas de tracción generadas en el material para grados de saturación menores al 70% y en los bajos tiempos de consolidación requeridos por el material reportados durante los ensayos de corte simple para estos grados de saturación.

- Este trabajo ha permitido realizar la identificación de la microestructura de los suelos lateríticos en general. Dicha microestructura se caracteriza por presentar agregaciones de partículas de tamaño limo y arcilla, un cementante originado por la acumulación de óxidos e hidróxidos de sesquióxidos de hierro y de aluminio, presentar un diámetro de tamaño de poros predominante de  $0.02\mu\text{m}$  y generar niveles de succión de alrededor de los 10000kPa. Dichas características están presentes en todos los suelos lateríticos indistintamente de la composición mineralógica del material de origen y del nivel de esfuerzos impuesto sobre el material.

#### *Recomendaciones*

- Se recomienda implementar en el equipo DSS la técnica de traslación de ejes propuesta por Hilf (1956) o un sistema que permita realizar la medición y control del fluido líquido en las fases que contenga el suelo. Esto debido a que al compactar muestras de suelo con el mismo nivel de succión (grado de saturación), dichas succiones podrían variar por efecto de la imposición de los diferentes esfuerzos normales aplicados a cada probeta de suelo para realizar este ensayo. Para un mismo ensayo, se buscarían evaluar probetas con el mismo nivel de succión antes y durante la etapa de corte, pero si los niveles de esfuerzos sobre las muestras de suelo son tales que el grado de saturación es diferentes en las tres probetas, estas ya no serían comparables entre sí de no implementarse un sistema que permita imponer el mismo nivel de succión para dichas probetas.
- Se recomienda realizar el estudio de la macroestructura y la microestructura del material analizado y de suelos tropicales similares, bajo varias escalas de observación, con el objeto de establecer tendencias o características particulares de estos materiales que permitan explicar su comportamiento mecánico. También

es de interés estudiar la influencia de la mineralogía y la laterización en la cementación y en la estructura del material.

- Debido a que la resistencia del material es baja, se recomienda realizar estudios que permitan realizar la estabilización del material mediante la adición de cal, cemento u otros productos químicos. El material estudiado carece de elementos minerales salinos solubles y de materiales deletéreos, por lo que se estima que mediante la dosificación de algún producto químico se lograría obtener ganancias importantes desde el punto de vista mecánico.
- Teniendo en cuenta que la resistencia del material se reduce en un alto porcentaje a medida que aumenta su grado de saturación, se recomienda realizar la adición de algún producto químico hidrófobo que impida el ingreso del agua a la estructura del material. La adición de un producto que impermeabilice el material, le permitiría mantener niveles de resistencia aceptables lo que se vería reflejado en el aumento de la vida útil del material.
- Se esperaba que al variar el pH del agua los elementos más solubles, bajo las condiciones de drenaje adecuadas, sean eficazmente retirados del suelo con el objetivo de incrementar la concentración de sesquióxidos de hierro y de aluminio. La concentración de los minerales como el hierro y el aluminio y su posterior insolación o deshidratación tendría como objetivo la producción de minerales secundarios como Gibbsita, Goethita o Hematita los cuales presentan una resistencia mucho más elevada que el suelo del que procederían.



## Bibliografía

- Airey, A., Budhu, M., & Wood, D. M. (1985). The behavior of soil in simple shear. In P. K. Banerjee & R. Butterfield (Eds.), *Developments in soil mechanics and foundation engineering Vol.2* (pp. 185–213). London, United Kingdom: Applied Science Publishers.
- Airey, D. ., & Wood, D. M. (1987). An evaluation of direct simple shear test on clay. *Geotechnical Testing Journal*, 37(1), 25–35.
- Aleva, G. J. J. (1994). LATERITES concepts, geology, morphology and chemistry. Wageningen: ISRIC.
- Alonso, E. E., Gens, A., & Hight, D. W. (1987). Special problem soils. General report. In *Proceedings of the 9th European conference on soil mechanics and foundation engineering* (pp. 1087–1146). Dublin, Irlanda.
- Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), 405–430. <http://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.405>
- Alonso, E. E., Pereira, J.-M., Vaunat, J., & Olivella, S. (2010). A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique*, 60(12), 913–925. <http://doi.org/10.1680/geot.8.P.002>
- Alonso, E. E., Pinyol, N. M., & Gens, A. (2013). Compacted soil behaviour: initial state, structure and constitutive modelling. *Géotechnique*, 63(6), 463–478. <http://doi.org/10.1680/geot.11.P.134>
- Alpan, I. (1967). The empirical evaluation of the coefficient  $K_0$  and  $K_0, OCR$ . *Soils and Foundations*, 7(1), 31–40.
- Amortegui Gil, J. V, Robayo Mosquera, A. F., & Rojas Montenegro, L. G. (1979). *Ensayo de Corte Simple*. Universidad Nacional de Colombia.
- Aristizabal, E., Valencia, Y., Guerra, A., Velez, M., & Echeverri, O. (2011). Caracterizacion Geotecnica de perfiles demeteorizacion desarrollados sobre rocas igneas en ambientes tropicales. *Ciencias de La Tierra*, 47–60.
- Baker, R., & Frydman, S. (2009). Unsaturated soil mechanics. Critical review of physical

- foundations. *Engineering Geology*, 106(1–2), 26–39.  
<http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2009.02.010>
- Baldovin, G. (1969). The shear strength of lateritic soils. In *Specialty Session of Engineering Properties of Lateritic Soils* (pp. 129–142). Mexico City.
- Bardossy, G., & Aleva, G. J. J. (1990). *Lateritic Bauxite. Developments in Economic Geology* (Vol. 27).
- Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad, Norwegian Geotechnical Institute*, 106(39), 859–863.
- Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E., & Donald, I. . (1960). Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. In *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive SOils* (pp. 503–532).
- Bjerrum, L., & Landva, A. (1966). Direct Simple-Shear Tests on a Norwegian Quick Clay. *Géotechnique*, 16(1), 1–20. <http://doi.org/10.1680/geot.1966.16.1.1>
- Bolt, G. H., & Miller, R. D. (1958). Calculation of total and component potentials of water in Soil. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 39(5), 917–928.  
<http://doi.org/10.1029/TR039i005p00917>
- Bonder, B. H. (2008). *Soil water characteristic curve of a colluvial soil determined by techniques laboratory and field*. Universidade Estadual de Campinas.
- Braja, M. . Das. (2010). *Principles of Geotechnical Engineering* (7th ed.). Cengage Learning.
- Brooks, R. H., & Corey, A. T. (1964). Hydraulic properties of porous media. *Hydrology Papers Colorado State University*, 3(3), 27. <http://doi.org/citeulike-article-id:711012>
- Buckingham, E. (1907). Studies on the Movement of Soil Moisture. *Bureau of Soils--- Bulletin No. 38*, 38, 61. <http://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Budhu, M. (1988). Failure state of a sand in simple shear. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(2), 395–400. <http://doi.org/10.1139/t88-041>
- Budhu, M., & Brito, A. M. (1987). Numerical analysis of soil in simple shear devices. *Soils and Foundations*, 27(2), 31–41.
- Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40(3), 329–378. <http://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.329>
- Colmenares Montanez, J. E. (2002). *Suction and volume changes of compacted sand-bentonite mixtures. Changes*.
- Cotes De la Hoz, L. E., & Murillo, C. A. (2015). Evaluación del Comportamiento Mecánico de una Mezcla Asfáltica no Convencional Elaborada Con Material Laterítico. XX

- Simposio Colombiano Sobre Ingeniería de Pavimentos*, 1–10.
- Cozzolino, V. M. ., & Nogami, J. S. (1993). MCT geotechnical classification for tropicals soils. *Soils and Rocks*, 16(4), 77–91.
- Cui, Y. J., & Delage, P. (1996). Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, 46(2), 291–311.  
<http://doi.org/10.1680/geot.1996.46.2.291>
- de Josseling de Jong, G. (1971). Stress-strain behavior of soils. In *Roscoe Memorial Symposium* (pp. 258–261). United Kingdom.
- Díaz-rodríguez, J. A. (2005). *Dinámica de Suelos*. México: LIMUSA SA.
- Duncan, J. M., & Dunlop, P. (1969). Behavior of soils in simple shear tests. In *7<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 101–109).
- Edlefsen, N. E., & Anderson, A. B. C. (1943). Thermodynamics of soil moisture. *Hilgardia*, 15(2), 31–298. <http://doi.org/10.3733/hilg.v15n02p031>
- Escario, V., & Juca, J. F. T. (1989). Strength and deformation of partly saturated soils. In *12<sup>th</sup>. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Rio de Janeiro* (pp. 43–46).
- Escario, V., & Sáez, J. (1986). The shear strength of partly saturated soil. *Geotechnique*, 36(3), 453–456.
- FAO. (1990). *Guidelines for soil description*.
- Fao - Unesco. (1971). Soil map of the World. In *Vol. IV: South America* (p. 193). Paris, France: United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization.
- Fassbender, H. W. (1987). *Química de Suelos: con énfasis en suelos de América Latina* (2da ed.). San José, Costa Rica: Instituto Interamericano de Cooperación para la Agricultura, IICA.
- Finn, W. D., Pickering, J., & Bransby, P. L. (1971). Sand liquefacción in triaxial and simple shear test. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 97(4), 639–659.
- Fookes, P. G. (2004). *Suelos residuales tropicales*. Medellín, Colombia: Hombre Nuevo Editores. raducida por Fabián Hoyos Patiño.
- Fredlund, D. G., & Morgenstern, N. R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT5), 447–446.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., & Widger, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), 313–321.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1985). Theoretical Context for Understanding Unsaturated

- residual soil behavior. In *First international conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils* (pp. 295–306). Balkema, Rotterdam.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York: Jhon Wiley & Sons, Inc.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., & Fredlund, M. D. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. Jhon Wiley & Sons, Inc. <http://doi.org/10.1002/9781118280492>
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., & Gan, J. K. M. (1987). Non linearity of strength envelope for unsaturated soil. In *6th International Conference on Expansive Soils* (pp. 49–54). New Delhi.
- Fredlund, D. G., & Vanapalli, S. K. (2002). Shear strength of unsaturated soils. *Agronomy Soil Testing Manual, Agronomy Society of America*, 329–361.
- Fredlund, D. G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil–water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(3), 521–532.
- Fredlund, D. G., Xing, A., Fredlund, M. D., & Barbour, S. L. (1995). The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(3), 440–448.
- Gallipoli, D., Gens, a., Sharma, R., & Vaunat, J. (2003). An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. *Géotechnique*, 44(June), 123–135. <http://doi.org/10.1680/geot.53.1.123.37251>
- Gan, J. K. M., Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1988). Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(3), 500–510. <http://doi.org/10.1139/t88-055>
- Gardner, W. R. (1958). Some steady - state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil Science*, 85(4), 228–232.
- Ghayoomi, M., & McCartney, J. S. (2011). Measurement of small-strain shear moduli of partially saturated sand during infiltration in a geotechnical centrifuge. *Geotechnical Testing Journal*, 34(5), 1–11. <http://doi.org/10.1520/GTJ103608>
- Gidigas, M. D. (1976). *Laterite Soil Engineering*. New York: Elsevier.
- Han, Z., & Vanapalli, S. K. (2016). Stiffness and shear strength of unsaturated soils in relation to soil-water characteristic curve. *Géotechnique*, 66(8), 627–647. <http://doi.org/10.1680/jgeot.15.P.104>

- Hardin, B. O., & Black, W. L. (1968). Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 94(SM 2), 353–369. Retrieved from <http://trid.trb.org/view.aspx?id=126917>
- Hardin, B. O., & Kalinski, M. E. (2005). Estimating the Shear Modulus of Gravelly Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(7), 867–875. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:7\(867\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:7(867))
- Hartmann, R. (1996). *Lecture Notes: Soil Physics*. Retrieved from [http://www.iup.uni-heidelberg.de/institut/studium/lehre/bodenphysik/Outline-II/lecture\\_notes/soil\\_physics/I.pdf](http://www.iup.uni-heidelberg.de/institut/studium/lehre/bodenphysik/Outline-II/lecture_notes/soil_physics/I.pdf)
- Heidemann, M., Bressani, L. A., Gehling, W. Y. Y., Flores, J. A. A., & Porto, M. S. (2016). Influence of structure in the soil-water characteristic curves of two residual soils of granite. In *3rd European Conference on Unsaturated Soils - "E-UNSAT 2016"* (Vol. 9, pp. 1–6). Paris, France. <http://doi.org/10.1051/e3sconf/20160911002>
- Hernandez Moncada, M. P. (2008). *Avaliação de propriedades hidráulicas de solos tropicais não saturados*. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- Hilf, J. W. (1956). *An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils*. Denver, CO: United States Department of the Interior Bureau of Reclamation.
- Ho, D. Y. F., & Fredlund, D. G. (1982). A multistage triaxial tests for unsaturated soils. *Geotechnical Testing Journal*. <http://doi.org/10.1520/GTJ10795J>
- Hoek, E., Marinos, P., & Benissi, M. (1998). Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 57(2), 151–160. <http://doi.org/10.1007/s100640050031>
- IGAC. (1980). *Genesis de los Suelos del Vichada y Determinación de Vermiculita y Montmorillonita en Suelos de la Amazonia Colombiana*. Bogotá D.C., Colombia: Instituto Geográfico Agustín Codazzi.
- INVIAS. (2013). *Especificaciones generales de construcción de carreteras y normas de ensayo para carreteras*. Bogotá D.C., Colombia.
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. New York: Clarendon Press.
- ISSS, I. S. of S. S. (1963). *8th International Congress of Soil Science*. Amsterdam, Holanda.
- Jager, J. C. (1969). *Elasticity, Fracture and Flow With Engineering and Geological Applications* (3rd ed.). John Wiley & Sons, Inc. <http://doi.org/10.1007/978-94-011->

6024-7 e-ISBN-13:

Jennings, J. E. B., & Burland, J. B. (1962). Limitations to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils. *Géotechnique*, 12(2), 125–144.

<http://doi.org/10.1680/geot.1962.12.2.125>

Jones Jr., D. E., & Holtz, W. G. (1973). Expansive Soils - the Hidden Disaster. *Civil Engineering*, 43(8), 49–51.

Kasthurba, A. K., R Reddy, K., & Reddy, V. D. (2015). Use of Laterite as a Sustainable Building Material in Developing Countries Use of Laterite as a Sustainable Building Material in Developing Countries. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, 7(May), 1251–1258.

Khalili, N., & Khabbaz, M. . H. (1998). A unique relationship for  $\chi$  for the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Géotechnique*, 48(5), 681–687.

<http://doi.org/10.1680/geot.2002.52.1.76>

Kjellman, W. (1951). Testing the shear strength of clay in Sweden. *Geotechnique*, 2(3), 225–232. <http://doi.org/10.1680/geot.1951.2.3.225>

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering.pdf* (1rd ed.). Prentice Hall.

Lambe, T. W. (1960). A mechanistic picture of shear strength in clay. In *Proceedings of Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE* (pp. 555–580).

Lawrence, F. V. J. (1963). *Propagation velocity of ultrasonic waves through sand*. MIT Research Report R63-8. Cambridge.

Leroueil, S., & Vaughan, P. R. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique*, 40(3), 467–488.

<http://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.467>

Little, A. L. (1967). The use of tropically - weathered soils in the construction of earth dams. In *Proceeding Asian Region Conference. Soil Mechanical Foundation Engineering 3rd* (pp. 35–41). Haifa.

Lloret, A., Villar, M. V., Sanchez, M., Gens, A., Pintado, X., & Alonso, E. E. (2003). Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes. *Géotechnique*, 53(1), 27–40. <http://doi.org/10.1680/geot.53.1.27.37258>

Lohnes, R. A., & Demirel, T. (1973). Strength and structure of laterites and lateritic soils. *Engineering Geology*, 7(1), 13–33. [http://doi.org/10.1016/0013-7952\(73\)90004-5](http://doi.org/10.1016/0013-7952(73)90004-5)

Lohnes, R. A., Fish, R. O., & Demirel, T. (1971). Geotechnical properties of selected Puerto Rican soils in relation to climate and parent rock. *Geological Society of American Bulletin*, 82(9), 2617–2623.

- Lu, N., & Likos, W. J. (2004). *Unsaturated soil Mechanics*. Jhon Wiley & Sons, Inc.  
<http://doi.org/10.1051/laite>
- Luckner, L., Van Genuchten, M. T., & Nielsen, D. R. (1989). A consistent set of parametric models for the two-phase flow of immiscible fluids in the subsurface. *Water Resources Research*, 25(10), 2187–2193.  
<http://doi.org/10.1029/WR025i010p02187>
- Lucks, S., Christian, J. T., Brandow, G., & Hoeg, K. (1972). Stress conditions in NGI simple shear test. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 98(sm1), 155–160.
- Lumb, P. (1962). *Report on the Settlement of Buildings in the Mong Kok District of Kowloon, Hong Kong*. Hong Kong.
- Mallikarjuna, C., Vidyadharan, K. T., Pawar, S. D., Senthappan, M., & Francis, P. G. (1981). Geological, Geochemical and Geotechnical aspects of the laterites of Kerala. In *Lateritisation processes : proceedings of the International Seminar on Lateritisation Processes* (pp. 425–435). Trivandrum, India.
- Marshall, T. J. (1958). A Relation Between Permeability and Size Distribution of Pores. *Journal of Soil Science*, 9(1), 1–8. <http://doi.org/10.1111/j.1365-2389.1958.tb01892.x>
- McFarlane, M. J. (1976). *Laterite and Landscape*.
- Mengel, K., & Kirkby, E. A. (2001). *Principles of Plant Nutrition. Soil Science* (5th ed.).  
<http://doi.org/10.1097/00010694-198407000-00012>
- Miguel, M. G., & Bonder, B. H. (2012). Soil-Water Characteristic Curves Obtained for a Colluvial and Lateritic Soil Profile Considering the Macro and Micro Porosity. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(6), 1405–1420.  
<http://doi.org/10.1007/s10706-012-9545-y>
- Millard, R. S. (1962). Road Building in the tropics. *Journal of Applied Chemistry*, 12, 342–357. [http://doi.org/10.1007/978-94-007-7747-7\\_10028](http://doi.org/10.1007/978-94-007-7747-7_10028)
- MinMinas, M. de M. y E. (2013). Explotación de materiales de construcción: Canteras y material de arrastre.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*. New York.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior. Fundamentals of soil behavior* (3th ed.). new Jersey: Jhon Wiley & Sons, Inc.  
<http://doi.org/10.2136/sssaj1976.03615995004000040003x>
- Montero, J. (2012). METEORIZACIÓN Y SUELOS. In *NOTAS DE GEOLOGÍA PARA INGENIEROS CIVILES Y AMBIENTALES* (p. 550). Bogotá D.C., Colombia.

Retrieved from <http://www.docentes.unal.edu.co/jmmonteroo/docs/12>

METSUELOS.pdf

- Montes Casadiego, S. D. (2015). *Determinación de la Resistencia a la Fatiga de Material Tipo Laterita Estabilizado con Cemento Mediante un Montaje Experimental Tipo Tensión Compresión*. Universidad de Los Andes.
- Morgenstern, N. R., & Tchalenko, J. S. (1967). Microscopic Structures in Kaolin Subjected to Direct Shear. *Géotechnique*, 17(4), 309–328.  
<http://doi.org/10.1680/geot.1967.17.4.309>
- Naccid, V. A., & Taylor, K. J. (1967). Influence of clay structure on elastic wave velocities. In *International symposium on wave propagation and dynamic properties of earth materials* (pp. 491–502). Albuquerque, New Mexico.
- Nesbitt, H. W., & Young, G. M. (1982). Early proterozoic climates and plate motions inferred from major element chemistry and plate motions inferred from major element chemistry of lutites. *Nature*, 299, 715–717. <http://doi.org/doi:10.1038/299715a0>
- Nogami, J. S., & Cozzolino, V. M. . (1981). Uma Nova Calssificacao de Solos Para Ffinalidades Rodoviárias. *Simpósio Brasileiro de Suelos Tropicales En Ingeniería.*, 30–41.
- Nogami, J. S., & Villibor, D. F. (1995). *Pavimentacao de Baixo Custo com Solos Lateríticos*. Sao Pablo, Brasil: Vilibor.
- Oda, M., & Konishi, J. (1974). Microscopic deformation mechanism of granular material in simple shear. *Soils and Foundations*, 14(4), 25–38.
- Oh, W. T., Vanapalli, S. K., & Puppala, A. J. (2009). Semi-empirical model for the prediction of modulus of elasticity for unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(8), 903–914. <http://doi.org/10.1139/T09-030>
- Osorio, M. C. (2014). Informe Proyecto Dromos-Ceiba; Materiales y métodos constructivos para la estabilización de la malla vial secundaria y terciaria en Colombia: una visión eficiente económica y sostenible, Departamento del Vichada. Universidad de los Andes.
- Otalvaro, I. F., Cordão Neto, M. P., Delage, P., & Caicedo, B. (2016). Relationship between soil structure and water retention properties in a residual compacted soil. *Engineering Geology*, 205, 73–80. <http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.02.016>
- Persons, B. S. (1970). *LATERITE: Genesis, Location, Use*. New York: Plenum Press.  
<http://doi.org/10.1007/978-1-4684-7215-8>
- Poulos, S. J. (1989). Liquefaction related phenomena. *Advanced Dam Engineering for*



- Design, Construction and Rehabilitation Van Nostrand Reinhold*, 292–320.
- Prevost, J. H., & Hoeg, K. (1976). Reanalysis of simple shear soil testing. *Canadian Geotechnical Journal*, 13, 418–429.
- Price, J. R., & Velbel, M. A. (2003). Chemical weathering indices applied to weathering profiles developed on heterogeneous felsic metamorphic parent rocks. *Chemical Geology*, 202(3–4), 397–416. <http://doi.org/10.1016/j.chemgeo.2002.11.001>
- Reuter, R. (2017). Plant and Soil Sciences eLibrary. Retrieved February 22, 2017, from <http://passel.unl.edu/pages/informationmodule.php?idinformationmodule=1130447025&topicorder=1&maxto=5&minto=1>
- Richards, L. A. (1928). The Usefulness of Capillary Potential To Soil- Moisture and plant investigators. *Journal of Agriculture Research*, 37(12), 719–742.
- Ridley, A. M. (1993). *The measurement of soil moisture suction*. Imperial College, London.
- Roscoe, K. . (1953). An Apparatus for the Application of Simple Shear to Soil Samples. In *3rd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 186–191). Zurich.
- Ruxton, B. P. (1968). Measures of the Degree of Chemical Weathering of Rocks. *The Journal of Geology*, 76(5), 518–527. <http://doi.org/10.1086/627357>
- Sánchez, P. A. (1981). *SUELOS TROPICALES: CARACTERISTICAS Y MANEJO*. (M. Da la Cruz & J. Escoto B., Eds.) (1era ed.). San José, Costa Rica: Jhon Wiley & Sons, Inc.
- Schellmann, W. (1986). *New definition of laterite*. In “*Lateritisation Processes*.”
- Seed, H. B., & Chan, A. M. (1959). Structure and strength characteristics of compacted clays. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 58(SM5), 87–128.
- SGC. (2012a). CARTOGRAFIA GEOLÓGICA PLANCHA 253 (GUACAMAYAS) BLOQUE 9 – DEPARTAMENTO DEL VICHADA. Bogotá D.C., Colombia: Servicio Geológico Colombiano.
- SGC. (2012b). CARTOGRAFIA GEOLÓGICA PLANCHA 254 (SAN JOSÉ DE OCUNÉ) BLOQUE 9 – DEPARTAMENTO DEL VICHADA. Bogotá D.C., Colombia: Servicio Geológico Colombiano.
- Shen, S. K., Sadigh, K., & L.R., H. (1978). An Analysis of NGI Simple Shear Apparatus for Cyclic Soil Testing. *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP654*, 148–162.
- Skempton, a. W. (1954). The Pore-Pressure Coefficients A and B. *Géotechnique*, 4(4), 143–147. <http://doi.org/10.1680/geot.1954.4.4.143>

- Snethen, D. R., Johnson, L. D., & Patrick, D. M. (1977). *An Evaluation of Expedient Methodology for Identification of Potentially expansive soils*. Washington D.C. Soil Survey Staff. (1975). *Soil Taxonomy* (436th ed.). Washington D.C.: Soil Conservation Service.
- Stokoe, K. H., & Woods, R. D. (1972). In situ shear wave velocity by cross hole method. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98(5), 443–460.
- Sun, D., You, G., Annan, Z., & Daichao, S. (2016). Soil–water retention curves and microstructures of undisturbed and compacted Guilin lateritic clay. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 75(2), 781–791.  
<http://doi.org/10.1007/s10064-015-0765-2>
- Tarbut, E. J., & Lutgens, F. K. (2005). *Ciencias de la Tierra Una Introducción a la Geología Física* (Octava). Madrid: Pearson Educación S.A.
- Terzaghi, K. (1923). *Theoretical Soil Mechanics* (1945). New York: Jhon Wiley & Sons, Inc.
- Terzaghi, K. V. (1958). Design and performance of the Sasumua Dam. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* (Vol. 9, pp. 369–394).
- Thu, T. M., Rahardjo, H., & Leong, E.-C. (2007). Elastoplastic model for unsaturated soil with incorporation of the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(1), 67–77. <http://doi.org/10.1139/t06-091>
- Tuncer, E. R. (1976). *Engineering behavior and classification of lateritic soils in relation to soil genesis*. Iowa State University.
- Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America*, 44(5), 892–898.
- Vanapalli, S. K. (1994). *Simple test procedures and their interpretation in evaluating the shear strength of an unsaturated soil*.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., & Clifton, A. W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*. <http://doi.org/10.1139/t96-060>
- Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(1), 89–107.
- Vucetic, M., & Lacasse, S. (1982). Specimen size efect in simple shear test. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 108(GT12), 1567–1585.
- Wheeler, S. J., Sharma, R. S., & Buisson, M. S. R. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress–strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique*, 53(1),

- 41–54. <http://doi.org/10.1680/geot.2003.53.1.41>
- Wood, D. M., Drescher, A., & Budhu, M. (1979). On the Determination of Stress State in the Simple Shear Apparatus. *Geotechnical Testing Journal*, 2(4), 211–221.
- Wroth, C. P. (1984). The interpretation of in situ soil tests. *Géotechnique*, 34(4), 449–489. <http://doi.org/10.1680/geot.1984.34.4.449>
- Wu, S., Gray, D. H., & Richart, F. E. J. (1984). Capillary effects on dynamic modulus of sands and silts. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 110(9), 1188–1203.
- Zen, K., Umehara, Y., & Hamada, K. (1978). Laboratory tests and in situ seismic survey on vibratory shear modulus of clayey soils with various plasticities. In *Fifth Japanese Earthquake Engineering Symp.* (pp. 721–728).